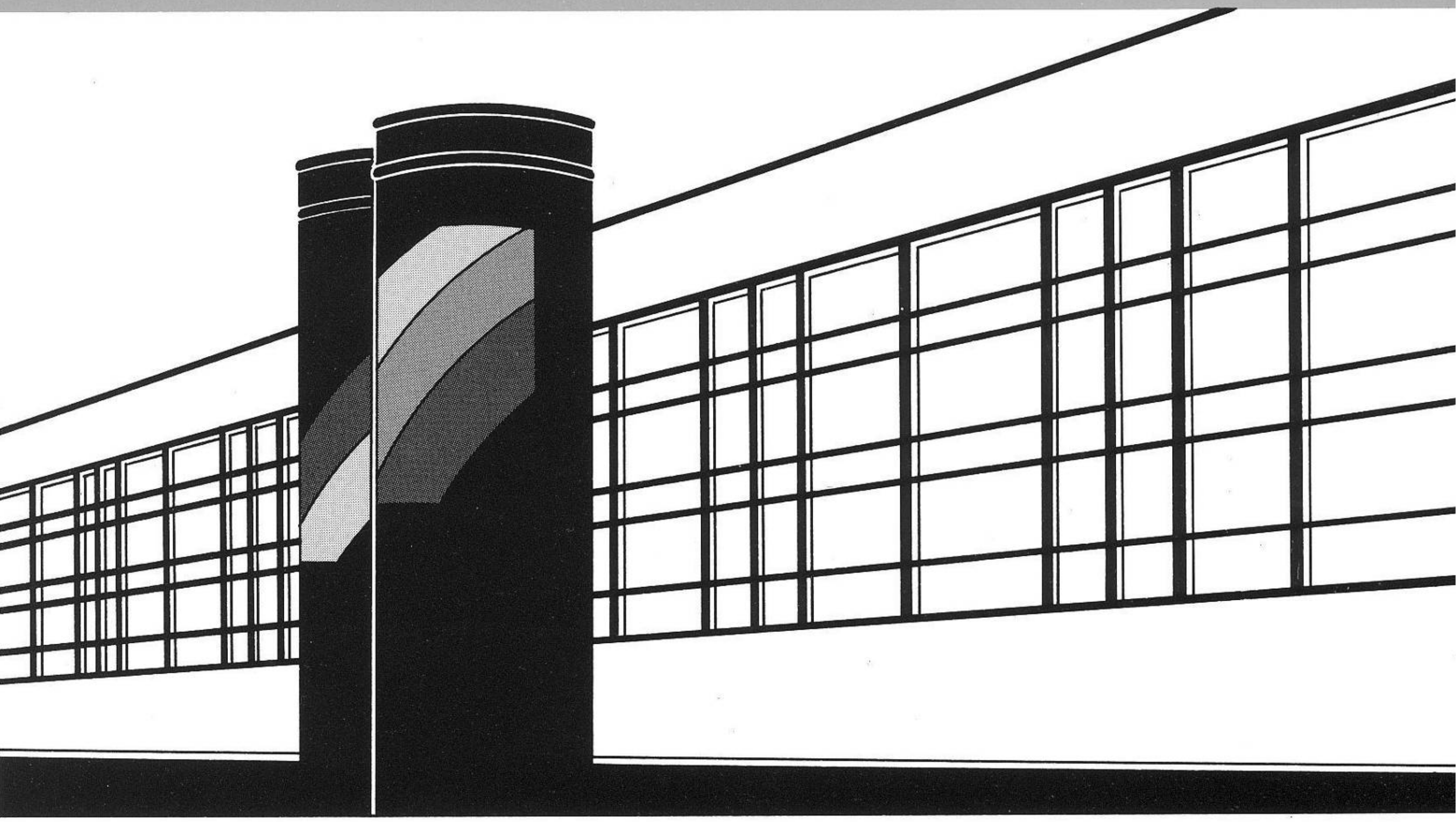
Institut für Wasserbau · Universität Stuttgart

Mitteilungen



Heft 193

K. Weber, E. Fenrich, T. Gebler
M. Kramer und M. Noack

12. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten

Heft 193 12. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten

Herausgeber:
Karolin Weber
Eva Fenrich
Tobias Gebler
Matthias Kramer
Markus Noack

Tagungsband zur Veranstaltung vom 11. bis 14. August 2010 an der Universität Stuttgart

Eigenverlag des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über http://www.d-nb.de abrufbar

K. Weber, E. Fenrich, T. Gebler, M. Kramer und M. Noack (Hrsg.):
12. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten
von Karolin Weber et al. (Hrsg.), Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart.
Stuttgart: Inst. für Wasserbau, 2010

(Mitteilungen / Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart: H. 193)
ISBN 978-3-933761-97-2

Herausgegeben 2010 vom Eigenverlag des Instituts für Wasserbau

VORWORT

Das JuWi-Treffen findet nun bereits zum 12. Mal statt und wird dieses Jahr vom Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der Universität Stuttgart organisiert. Die Tagung vermittelt einen guten Einblick in die Forschungsarbeiten junger Wissenschaftler und Wissenschaftlerinnen im Tätigkeitsbereich Wasserbau, vornehmlich im deutschsprachigen Raum. Die Themenvielfalt dieses Tagungsbandes zeigt das breite Aufgabenspektrum der forschenden Wissenschaftler und spiegelt einmal mehr die Aktualität des Wasserbaus wieder. Inhaltlich reichen die Beiträge von numerischen und physikalischen Modellierungen bis hin zu energiewirtschaftlichen, verkehrstechnischen und ökologischen Untersuchungen.

Gerade die bei den JuWi-Treffen stets vorhandene ungezwungene Atmosphäre unter „Gleichgesinnten“ eignet sich nicht nur hervorragend zur Präsentation der eigenen Tätigkeiten, sondern bietet vor allem die Möglichkeit in vertieften Gesprächen Anregungen und Hilfestellungen, sowohl für weitere Projekte als auch für die Promotion, zu erlangen.

Neben der Tagung selbst befinden sich ein kulturelles Rahmenprogramm und eine gemeinsame Exkursion auf der Agenda des diesjährigen Juwi-Treffens. Diese führt uns zur Staustuffe Iffezheim und zur Wehranlage Wieblingen, welche sich momentan im Sanierungszustand befindet.

Wir möchten uns ganz herzlich bei den Referenten für die hervorragenden Beiträge in diesem Tagungsband bedanken. Des Weiteren gilt unser Dank den Institutmitarbeitern und Hiwis, die bei der Organisation mitgewirkt haben und für den reibungslosen Ablauf der Veranstaltung sorgen.

Stuttgart, im August 2010

Karolin Weber,

Eva Fenrich,

Tobias Gebler,

Matthias Kramer,

Markus Noack

Wir danken folgenden Sponsoren für die Unterstützung des JuWi-Treffens 2010:

EnBW

WSV.de
Wasser- und
Schifffahrtsverwaltung
des Bundes

TAGUNGSPROGRAMM

Mittwoch, 11. August 2010

ab 13:00	Empfang und Registrierung
13:30	*Walter Marx* Begrüßung und Einführung
Session 1:	Numerische Modellierung I Moderation: *Markus Noack*
13:45	*Tobias Gierra* HN-Modellierung einer Fließgewässereinleitung in den Süßen See
14:00	*Robert Klar* Kombinierte 2D- und 3D-numerische Strömungssimulation anhand eines beispielhaften UW-Kanals
14:15	*Wolfgang Richter* 3D-numerische Strömungssimulation von hydraulischen Rückstromdrosseln in Wasserschlössern
14:30	*Rupert Feldbacher* Sei mal konstruktiv
14:45	*Tobias Gebler* Räumliches Tragverhalten von Schwergewichtsmauern
15:00	Kaffeepause
Session 2:	Physikalische Modelle I (Hydraulik) Moderation: *Tobias Gebler*
15:15	*Wolfgang Dobler* Hydraulische Untersuchungen an einem Bifurkator
15:30	*Bernhard Gems* Überprüfung der Verklausungssicherheit von Brücken anhand eines physikalischen Modells
15:45	*Holger Haufe* Hydraulische Modellversuche Odertalsperre
16:00	*Helge Fuchs* Auflaufen von Impulswellen
16:15	Kaffeepause
Session 3:	Physikalische Modelle II (Hydraulik) Moderation: *Matthias Kramer*
16:30	*Claudio Ravazzini* Development of a Physical Model for Flood Defense in the Bregenzer River
16:45	*Michael Müller* Modellversuche zum Einfluss von Pumpspeichersequenzen auf Strömungsverhältnisse in einem quaderförmigen Becken
17:00	*Valerie Neisch* Modellversuch zur neuen Hochwasserent-lastung des „Degerforsen dam“ in Schweden
17:15	*Fabian Gier* Großmaßstäbliche Modellversuche zur Widerstandsfähigkeit von Deckwerksteinen

17:45	*Sven Hartmann*
	Besichtigung der Wasserbauhalle
19:00	Grillen

Donnerstag, 12. August 2010

Session 4:	Energie / Wasserkraft
	Moderation: *Markus Noack*
9:00	*Gabriele Harb*
	Water and Energy - Challenges for the Future
9:15	*Martin Bieri*
	Hydrologisch-hydraulische Modellierung von alpinen Einzugsgebieten mit komplexen Kraftwerksanlagen
9:30	*Matthias von Harten*
	Untersuchung und Optimierung eines Dethridge Wheels zur simultanen Energiegewinnung und Durchflussmessung
9:45	*Silke Schneider*
	Untersuchungen an einer Wasserdruckmaschine: Nutzung von geringen Fallhöhen zur Energiegewinnung
10:00	*Eva Fenrich*
	Ein Input-Output-Modell für die Nutzung von Gezeitenenergie am Severn Estuary
10:15	Kaffeepause und Posterpräsentation
Session 5:	Numerische Modellierung II
	Moderation: *Eva Fenrich*
10:45	*Robert Klar*
	3D-numerische Berechnung des Geschiebetransports mit der Strömungssimulationssoftware FLOW-3D
11:00	*Markus Noack*
	Erste Schritte zur Simulation der Qualität des hyporheischen Interstitials
11:15	*Regina Mayer*
	3D-numerische Optimierung von Tosbecken und Unterwasserstrecke des Staubalkenwehrs Dagachhu
11:30	Kaffeepause
Session 6:	Verkehr und Küste
	Moderation: *Tobias Gebler*
11:45	*Sophia Stoebenau*
	Gewässerkreuzung in der Bergbaufolgelandschaft Goitzsche - Ermittlung und Bewertung technischer Lösungen
12:00	*Nannina Horstmann*
	Konzeptionelle Entwicklung von Ansätzen für ein Lebensdauermanagement von Hafeninfrastrukturen
12:15	*Christine Hegemann*
	Modellversuche zum Einsatz von Küstenschutzelementen mit Eisensilikat-Gestein als Betonzuschlag
12:30	Mittagessen

Session 7: Workshop

	Moderation: *Martin Emmert*
13:45	Workshop „Trinkwasserversorgung in Baden-Württemberg“
14:45	Kaffeepause und Posterpräsentation

Session 8: Physikalische Modelle III (Sedimente + Deiche)

	Moderation: *Eva Fenrich*
15:15	*Tobias Kubetzek* Versuche zur Überströmung geotextilbewehrter Deiche
15:30	*Nils Kerpen* Hydraulische Modellversuche zur Ermittlung mittlerer Überlaufmengen an Sturmflutschutzwänden und Deichen
15:45	*Barbara Brinkmeier* Modellversuche zur Geschiebetransportproblematik am Fließgewässerkraftwerk an der Unteren Salzach
16:00	*Rumiana Engel* Optimierung von Einlaufbauwerken und Einrichtungen zur Spülung von Sedimenten anhand physikalischer Modellversuche - Vergleich zweier Fallstudien
16:15	*Michael Mett* Messen aus Photos im wasserbaulichen Versuchswesen mit der Software Monobild
17:00	Stäffelestour zur Villa Reitzenstein
19:00	Abendessen im Restaurant Ilysia

Freitag 13. August 2010

8:00	Exkursion zum Wasserkraftwerk in Iffezheim und zur Wehranlage in Heidelberg-Wieblingen,
18:00	Abendessen im Biergarten der Kulturbrauerei Heidelberg AG.

Samstag 14. August 2010

9:30	Kanutour durch die Esslinger Altstadt

Inhaltsverzeichnis

1 HN-Modellierung einer Fließgewässereinleitung in den Süßen See

Tobias Gierra

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden

1.1 Kurzfassung

Der Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt (LHW) wird eine an der Mündung der Bösen Sieben in den Süßen See (Landkreis Mansfeld-Südharz) betriebene Flusswasseraufbereitungsanlage stilllegen. Am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden (IWD) werden daher mit zwei- und dreidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Modellen Untersuchungen zu Folgen der Stilllegung in Bezug auf Sedimentrückhalt und -entfernung durchgeführt. Nach der Prüfung von baulichen Maßnahmen im See zur Verbesserung der Vorsperrenwirkung werden Veränderungen im Einmündungsbereich mit dem Ziel analysiert, bei Hochwasser die Ausbildung eines ausgeprägten und für den Feststofftransport relevanten Strahles zu verhindern und große Bereiche der zur Verfügung stehenden mündungsnahen See- und Uferflächen für den Sedimentrückhalt zu aktivieren.

1.2 Abstract

The State Office for Flood Protection and Water Management of Saxony-Anhalt (LHW) will close down a river water treatment plant which is operated at the mouth of the stream Böse Sieben in the lake Süßer See (district Mansfeld-Südharz). Therefore studies with two- and three-dimensional hydrodynamic-numerical models on the consequences of closure in terms of sediment retention and removal are carried out at the Institute of Hydraulic Engineering and Technical Hydromechanics (IWD) of the Technische Universität Dresden. Following the examination of structural measures in the lake to improve the upstream dam-like effect were modifications in the mouth area analyzed with the aim to prevent a sedimentation relevant jet-stream and to activate large parts of the lake and riparian areas nearby the mouth for sediment retention.

1.3 Veranlassung

An der Mündung der Bösen Sieben (MQ = 138…240 l/s) in den Süßen See betreibt der LHW seit Januar 1993 eine Flusswasseraufbereitungsanlage (FWA), die bei einer Anlagenkapazität von 240 l/s den Phosphateintrag in den See durch Nährstoffausfällung reduziert. Im Hochwasserfall zeigte die Anlage nur eine eingeschränkte Wirksamkeit.

Im Jahr 2009 wurde die Stilllegung und Demontage der Anlage beschlossen. Da besonders das Sediment als Nährstoffträger wirkt, werden die möglichen Folgen einer Stilllegung der Anlage in Bezug auf Sedimentrückhalt und -entfernung untersucht. Die transportierten Feststoffe sollen zukünftig in den mündungsnahen Bereichen der Bösen Sieben für ein möglichst großes Abflussspektrum sedimentieren. Aus diesem Grund werden möglichst geringe Einlaufgeschwindigkeiten in den See angestrebt.



Abb. 1.1: FWA vor der Mündungsbucht der Bösen Sieben in den Süßen See

Zur Verbesserung des Rückhaltevermögens im Einmündungsbereich wurde 2007 der Bau eines Geschwindigkeitsverteilers, einer Leitwand und einer Tauchwand im See vorgeschlagen. Später wurde festgelegt, dass auch der zurzeit verschilfte Bereich neben der FWA im Hochwasserfall überflutet werden kann. Daraufhin wurde ein komplexes Bauwerk mit mehreren Überfallbauwerken zur Reduzierung und Vergleichmäßigung der Zulaufgeschwindigkeiten im See geplant. Unter der Zielsetzung eine wirtschaftliche Lösung zu finden, wurde dann eine Variantenuntersuchung angestellt, die vorhandene Standfläche der FWA im Einlaufbereich durch ein einfach gestaltetes Bauwerk so zu nutzen, dass eine optimale Aufteilung des Hochwasserzuflusses erreicht werden kann. Zur Untersuchung der Wirksamkeit der verschiedenen Planungen und der Optimierung der einzelnen Anlagenteile und Zuläufe wurden hydrodynamisch-numerische Modellierungen der Einleitungsprozesse in den Süßen See durchgeführt. Als Ergebnis sollte unter konstruktiven Gesichtspunkten eine robuste, selbststeuernde Zuströmungsvariante erarbeitet werden, die bei Verhinderung einer strahlförmigen Einleitung der Zuflüsse im Hochwasserfall und geringem baulichen Eingriff eine Verringerung der Zulaufgeschwindigkeiten in den See erwarten lässt.

1.4 Modellierung

Die großräumige Betrachtung der Auswirkungen einer Fließgewässereinleitung in einen tiefen See zeigt den ausgeprägten dreidimensionalen Charakter des Strömungs- und Transportsystems, bedingt durch die turbulente Strahleinmischung sowie die Ein-

schichtung infolge von Dichtegradienten aus Temperaturunterschieden und veränderlichen Konzentrationen gelöster und suspendierter Frachten. Auch wenn die partikuläre Fracht nicht zu einer relevanten Dichteänderung des Fluides führt, wird das Feststofftransportsystem unmittelbar von den hydraulischen Bedingungen innerhalb des dreidimensionalen Strömungsfeldes festgelegt. Eine besondere Rolle kommt dem Abflussspektrum zu, das für unterschiedliche Seewasserstände unter Berücksichtigung von Windereignissen zu bewerten ist.

Wind-, Pegel-, Temperatur- und Dichteganglinien des Süßen Sees sowie Schadstofffracht-, Feststofftransportganglinien und die Kornzusammensetzung der Gewässersohle und der transportierten Feststoffe der Bösen Sieben standen für die Modellierung nicht zur Verfügung. Die Analyse der bisher entnommenen Sedimentproben beschränkte sich vor allem auf deren chemische Zusammensetzung und den Gesamtmasseanteil der Feststoffe. Bekannt sind aber die maßgeblichen Bodenarten im Einzugsgebiet des Süßen Sees, die aus schwach tonigen bis mittel tonigen Schluffen bestehen. Anhand der STOKES-Gleichung wurde für diese Bodenarten ein möglicher Bereich der Sinkgeschwindigkeiten ohne Flocculation zwischen 0,00036 cm/s und 0,36 cm/s ermittelt. In Suspension neigen diese Bodenarten jedoch zur Flocculation, so dass eher die obere Grenze dieses Bereiches maßgebend wird. Aufgrund der fehlenden Kenntnisse über die Kornzusammensetzung und die äußeren Bedingung der Flockenbildung (Energiegehalt des Fluids u. a.), könnte das Sedimentrückhaltevermögen des untersuchten Gewässers z. B. für ein mittleres Einzelschluffkorn mit einem Durchmesser von 0,01 mm (Sinkgeschwindigkeit nach STOKES ca. 0,1 cm/s) beurteilt werden.

Zur Simulation der Strömungsvorgänge wurden hydrodynamisch-numerischen Modelle für die Programme FLOW-3D (Flow Science Inc.), Delft3D (WL | Delft Hydraulics) sowie HYDRO_AS-2D (Ingenieurbüro Nujic) erstellt. Aufgrund fehlender Naturmessdaten der Strömungskomponenten und Wassereigenschaften konnten die Modelle zwar nicht kalibriert werden, die berechneten Ergebnisse können aber dennoch zur qualitativen Einschätzung und zum Systemverständnis der abgebildeten hydraulischen Prozesse herangezogen werden.

In 2D-HN-Berechnungen wurden überschläglich die Geschwindigkeitsverteilungen für einen ungesteuerten Seezulauf ermittelt. Dabei wurden verschiedene Hochwasserabflüsse und deren Aufteilungen in einem Komplexbauwerk berücksichtigt. In einer Variantenuntersuchung wurde eine Umgestaltung des Geländes der FWA hin zu einer integrierten Lösung mit einer seitlichen Überlaufmöglichkeit in Richtung des verschilften Geländes neben der FWA und einer gegliederten Überlaufschwelle zur beruhigten Zuführung einer Hochwasserwelle in den Mündungsbereich untersucht. Zur Feinmodellierung wurde auf der Grundlage des Finite-Elemente-Berechnungsnetz der 2D-HN-Modellierung der Vorzugsvariante ein 3D-HN-Modell mit einer Gitterweite von 0,25 x 0,25 x 0,10 m (2.718.389 Berechnungszellen) erstellt.

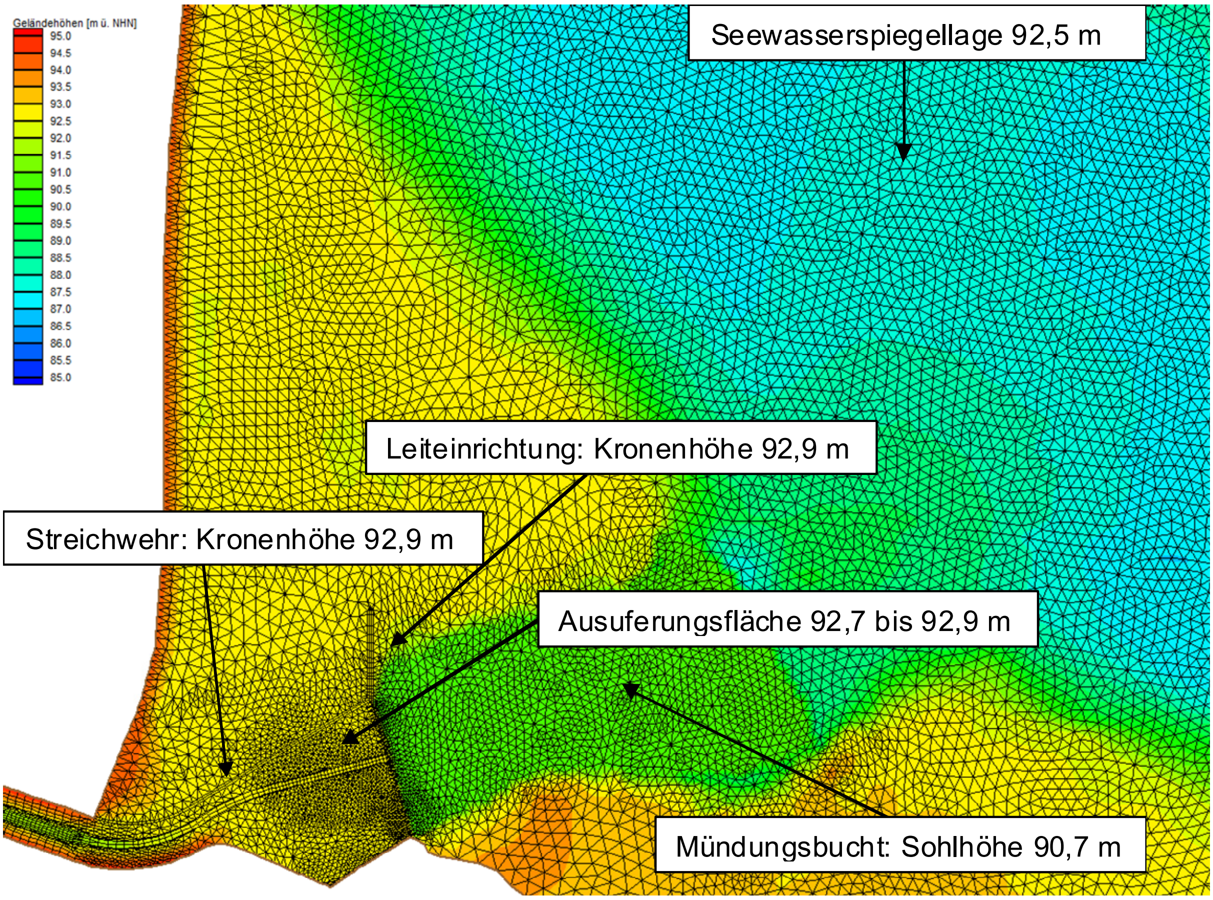


Abb. 1.2: Mündungsbereich des 2D-HN-Modells für HYDRO_AS-2D

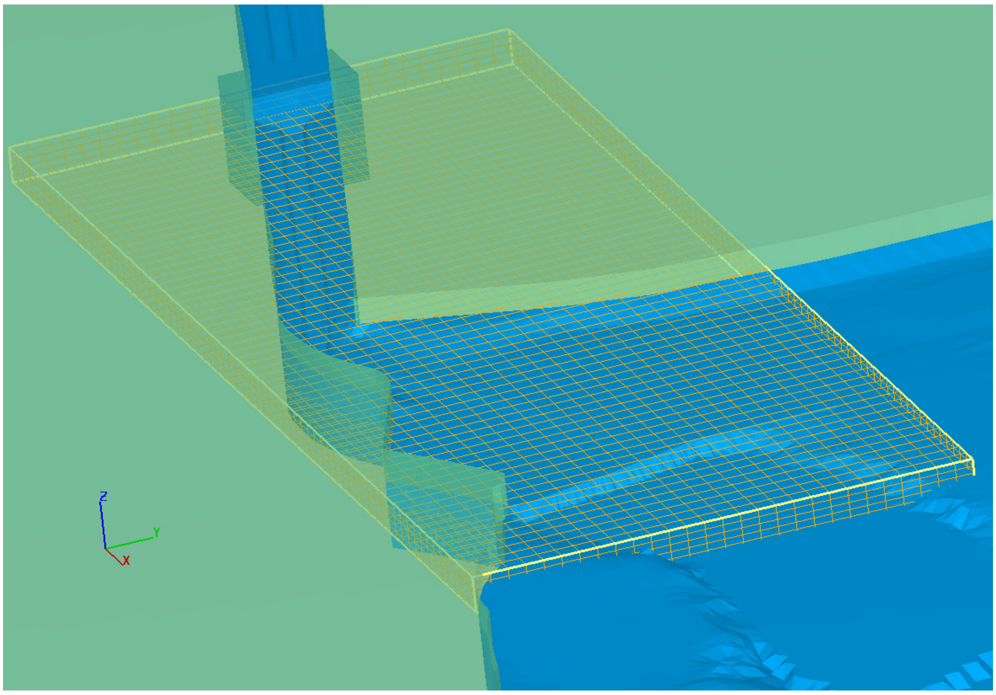
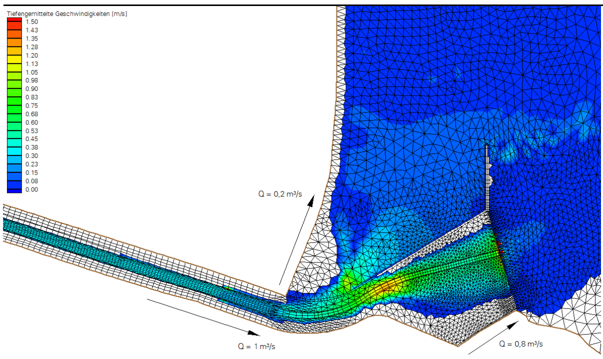


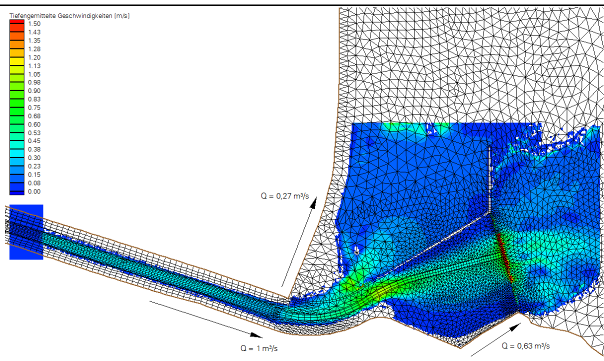
Abb. 1.3: 3D-HN-Modell in FLOW-3D (Gitter 10-fach vergröbert)

1.5 Ergebnisse

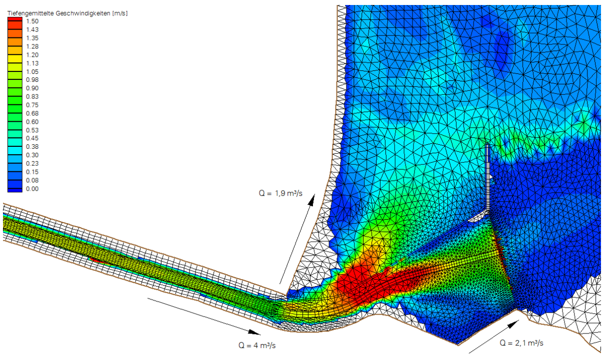
Tab. 1.1: Vergleich der 2D- und 3D-HN-Berechnungsergebnisse (Tiefengemittelte Geschwindigkeiten im Mündungsbereich)



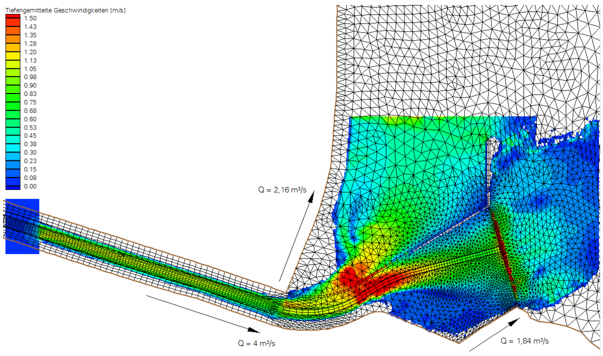
2D-HN-Berechnung mit Q = 1 m³/s



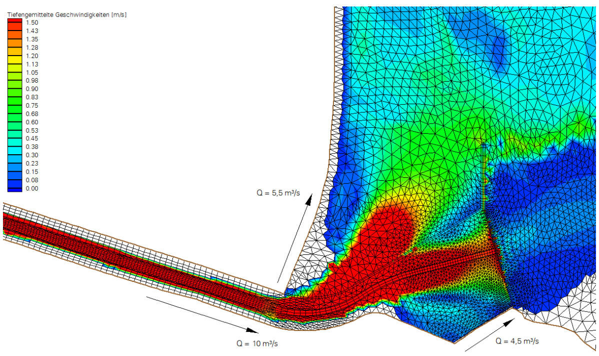
3D-HN-Berechnung mit Q = 1 m³/s



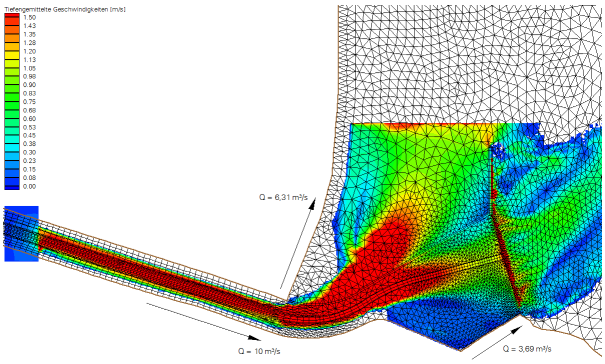
2D-HN-Berechnung mit Q = 4 m³/s



3D-HN-Berechnung mit Q = 4 m³/s



2D-HN-Berechnung mit Q = 10 m³/s



3D-HN-Berechnung mit Q = 10 m³/s

Die Auswertung der Simulationsergebnisse umfasste vor allem die Analyse der Geschwindigkeitsverteilung des zufließenden Wassers im Untersuchungsgebiet und deren Veränderung durch anthropogene Maßnahmen sowie die Beurteilung der Zuflussaufteilung in Mündungsbereich. Aussagen über die Ausbreitung der transportierten Feststoffe können dabei anhand der festgelegten Absinkgeschwindigkeit getroffen werden. Unter der ungünstigen Annahme, dass die mittleren Schluffkörner bis zu einer horizontalen Fließgeschwindigkeit des Wassers, die ihrer vertikalen Absinkgeschwindigkeit entspricht, durch den Energiegehalt des Gewässers in Suspension gehalten werden, kann

der maximale Sinkweg abgeschätzt werden. Wegen der zur Sohle hin abnehmenden Geschwindigkeitsverteilung und dem aufgrund des niedrigen Energiegehalts früher einsetzenden Absinkvorgangs sollte der Sedimentationsprozess in der Natur eher abgeschlossen sein.

Bezüglich der Verteilung des Abflusses der Bösen Sieben ließ sich feststellen, dass durch eine Umverlegung des Bachlaufes auf das Gelände der FWA und die Anordnung einer großen und nur gering profilierten Ausuferungsfläche, die durch ihre Höhenlage vom Seewasserspiegel entkoppelt ist, im Hochwasserfall ein Großteil des Zuflusses auf die bewachsene Fläche neben dem Gelände der FWA abgeschlagen werden kann. Der Anteil der abgeschlagenen Menge am Gesamtabfluss steigt dabei mit der Jährlichkeit des Hochwasserereignisses. Die Ergebnisse der 2D- und 3D-HN-Modelle lieferten dabei für gleiche Randbedingungen vergleichbare Werte.

1.6 Zusammenfassung

Durch die Untersuchung verschiedener baulicher Maßnahmen im Mündungsbereich der Bösen Sieben in den Süßen See und die Modellierung eine Vielzahl von Ausführungsvarianten konnte eine einfach zu erstellende und zu wartende Einlaufgestaltung gefunden werden, die eine für die Sedimentation der Feststofffrachten günstige Zuflussaufteilung erwarten lässt. Weiterhin lassen die Ergebnisse erkennen, dass die zur vertikalen Sinkgeschwindigkeit korrespondierenden geringen horizontalen Geschwindigkeiten für Hochwasserabflüsse mit hoher Eintrittswahrscheinlichkeit bereits im Nahbereich der Mündung auftreten können. Mit fortschreitender Verlandung des Mündungsbereiches wird sich der Sedimentationsraum weiter in den See verschieben, was ein periodisches Monitoring (Seebodenvermessung) und planmäßige Sedimentberäumungen in der Mündungsbucht erforderlich macht. Mit zunehmendem Hochwasserabfluss wird, in Abhängigkeit von der Gestaltung der Zuläufe, jedoch auch mit Sedimentverlagerungen in den tieferen Seebereich zu rechnen sein.

Die angestellten Untersuchungen tragen unmittelbar dazu bei, einem öffentlichen Auftraggeber einen wirtschaftlichen und hydraulisch günstigen Bauwerksentwurf unterbreiten zu können.

2 Kombinierte 2D- und 3D-numerische Strömungssimulation anhand eines beispielhaften UW-Kanals

Robert Klar und Roman Gabl

Arbeitsbereich Wasserbau, Institut für Infrastruktur, Universität Innsbruck

2.1 Kurzfassung

Der folgende Beitrag beschäftigt sich mit der kombinierten 2D- und 3D-Strömungssimulation eines Unterwasserkanals. Für den Anlagenteil eines sich im Bau befindliches Kleinwasserkraftwerkes war es notwendig, eine numerische Strömungssimulation der Wasserspiegellagen im Unterwasserkanal durchzuführen. Ziel war es, die Auswirkungen von kurzfristig geänderten Planungsgrundlagen auf das Abflussverhalten zu überprüfen.

Wesentlicher Teil der Aufgabenstellung war der sehr beschränkte Zeithorizont, der für die Bearbeitung zur Verfügung stand. Eine vollständige Abdeckung aller Szenarien durch 3D-Simulationen war dabei von Beginn an nicht möglich. Als zeitsparende Alternativ wurden 2D-Simulationen mit HYDRO_AS-2D mit einer 3D-numerischen Strömungssimulation mit FLOW-3D kombiniert. Damit konnte diese Herausforderung zeitgerecht und fachgemäß gemeistert werden.

2.2 Abstract

This article presents a computational fluid dynamics (CFD) simulation of the tailwater channel for a small hydro plant. A full cover of all scenarios by 3D-CFD simulations was due to the limited time frame for the simulation process not possible. Alternatively, a combination of one 3D-CFD simulation with the professional software FLOW-3D and a sensitivity analysis with the 2D-CFD software HYDRO_AS-2D was performed. For this reason the challenge could be accepted and mastered timely and professional.

2.3 Allgemein

2.3.1 Projektbeschreibung

Bei den Bauarbeiten eines Kleinwasserkraftwerks in Italien wurden durch eine von den Planungsgrundlagen abweichende Ausführung die Unterwasser(UW)-Kanäle des Krafthauses mit geringeren lichten Höhen ausgeführt. Unter diesen Rahmenbedingungen wurde der Arbeitsbereich für Wasserbau beauftragt, eine Untersuchung der neuen Geometrie durchzuführen. Es galt, eine Entscheidungsgrundlage für eventuell notwen-

dige Reparaturmaßnahmen zu schaffen und dabei den Baufortschritt möglichst nicht zu verzögern. Ziel der Untersuchung war der Nachweis, dass auch bei höchstem Wasserspiegel im Vorfluter keine Beeinflussung der Betriebsführung zu befürchten ist. Um die Untersuchungen im zeitlich engen Rahmen durchführen zu können, wurden parallel eine 3D- und mehrere 2D-Strömungsberechnungen durchgeführt und jeweils die Wasserspiegellagen im gesamten Unterwasserkanal ermittelt.

2.3.2 Geometrie

Der UW-Kanal wurde, auf Plänen des Auftraggebers aufbauend, mittels des CAD-Programms Rhinoceros dreidimensional modelliert. Diese aufbereitete Geometrie diente als Grundlage für die Generierung der Berechnungsnetze.

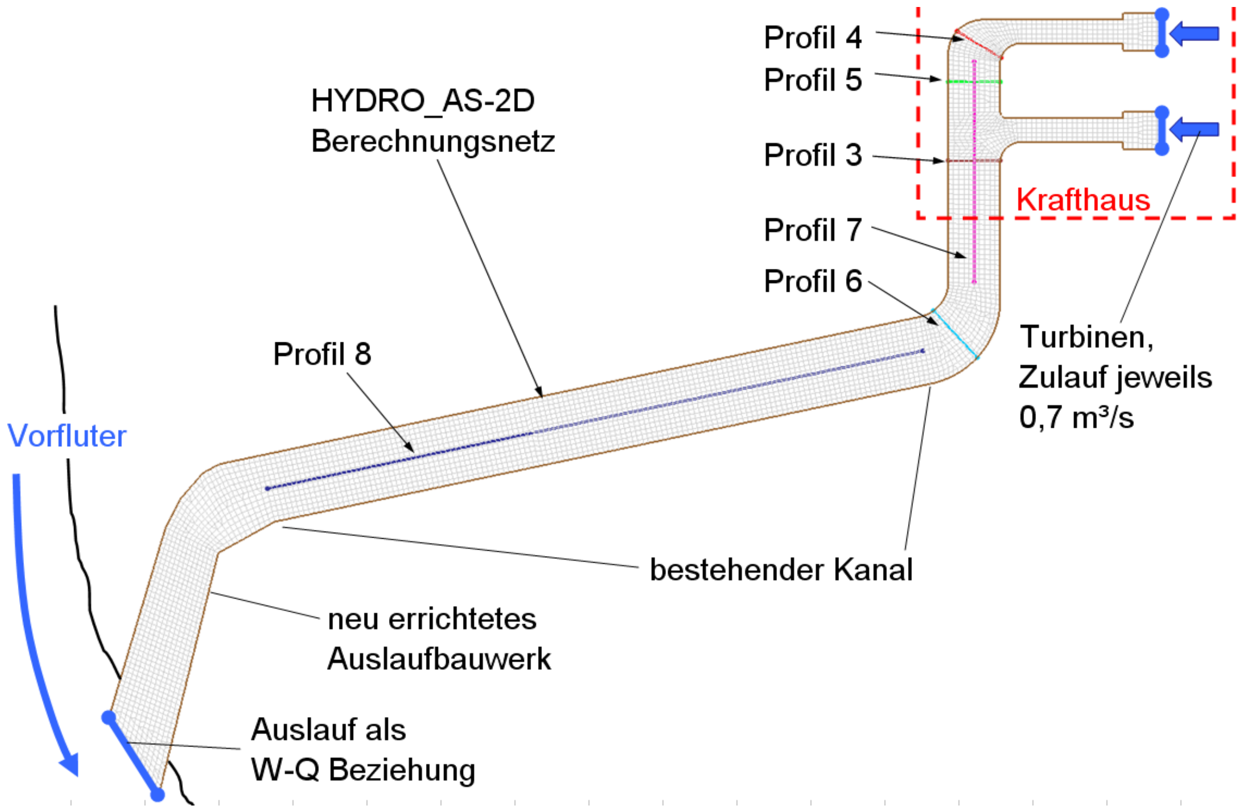


Abb. 2.1: Schematische Darstellung des UW-Kanals

2.3.3 Lastfall

Für die Berechnungen wurde nur ein ausgewählter Lastfall herangezogen. Der UW-Spiegel im Fluss wurde mit 115 cm über der Flusssohle angenommen. Die beiden Pelton-Turbinen weisen einen maximalen Durchfluss von je 700 l/s pro Maschine auf. Die Untersuchung wurde nur stationär durchgeführt.

2.4 Modellannahmen

2.4.1 Modellannahmen für die 3D-Berechnung

Der Berechnung wurden folgende Vereinfachungen zu Grunde gelegt:

- Die **Wasserzugabe** erfolgte nicht wie in der Realität mit Luft vermischt von oben, sondern als gleichmäßiger Zufluss von unten. Die auftretende Schaumbildung wurde nicht modelliert.
- Die **Kühlelemente** im UW-Kanal wurden nicht berücksichtigt.
- Im Rechenmodell wurde die **Abdeckung** des Kanals nicht berücksichtigt. Etwaige Unterdruckerscheinungen und Zuschlagen des Kanals wurden numerisch nicht simuliert. Diese Annahmen sind zulässig, solange der berechnete Wasserspiegelverlauf deutlich unter der Abdeckung liegt und eine ausreichende Belüftung sichergestellt ist.
- Da eine Kalibrierung der **Rauheit** der Wände nicht möglich ist, wurde keine zusätzliche numerische Rauheit angenommen. Im Hinblick auf die glatte Oberfläche des Betons, welche durch eine zusätzliche Behandlung weiter ausgeglichen wird, ist diese Annahme zulässig.

2.4.2 Modellannahmen für die 2D-Berechnung

Die im Folgenden beschriebenen Modellannahmen sind Grundlage der Sensitivitätsanalyse und der 2D-numerischen Berechnungen:

- Das unstrukturierte Berechnungsnetz besteht ausschließlich aus der Sohle des UW-Kanals. Die **Wände** wurden als sogenannte geschlossene Ränder modelliert. Die Strömung kann so nur parallel zum Rand erfolgen. Die tangentiale Spannung wird in HYDRO_AS-2D nicht berücksichtigt, was der sog. slip-velocity Randbedingung entspricht.
- Die **Wasserzugabe** erfolgte über sogenannte Zulauf-Nodestrings gleichmäßig verteilt unter Vorgabe von Wassermenge und Fließrichtung. Da sich die Strömung erst über einige Zellen hinweg ausbilden muss, sind die Berechnungsergebnisse in der Nähe des Zulaufrandes unrealistisch.
- Die **Kühlelemente** im UW-Kanal wurden nicht berücksichtigt.
- Die **Abdeckung** des Kanals wurde im Rechenmodell durch die Definition einer Konstruktionsunterkante (KUK) je Knoten berücksichtigt, ab der die Strömung unter Druck gerät.

- Die **Rauheit** des UW-Kanals wurde in HYDRO_AS-2D durch die Vorgabe eines Strickler-Beiwertes (kSt) je Element vorgegeben und für das gesamte Berechnungsnetz konstant gesetzt.
- Die **Viskosität** wird in HYDRO_AS-2D mit einer Kombination aus einem empirischen Ansatz und einem über das Element konstanten Wert berechnet. Der konstante Viskositätsanteil kann für jedes Element vorgegeben werden und wurde für das gesamte Netz einheitlich gesetzt.
- Die **Auslaufrandbedingung** erfolgte durch die Vorgabe des Wasserstandes in Abhängigkeit vom Abfluß (W-Q Beziehung).

2.5 Berechnung

2.5.1 3D-numerische Simulation

Die Berechnungen erfolgten mit der kommerziellen 3D-numerischen Strömungssimulationssoftware FLOW-3D. Das Berechnungsgitter umfasst gesamt etwas mehr als 4 Mio. Zellen, wovon aber nur ca. 0,5 Mio. direkt in der Berechnung aktiv sind. Die Berechnung wurde mit einem sich in Ruhe befindenden Wasserstand begonnen und erreichte nach ca. 200 Berechnungssekunden einen nahezu stationären Zustand. Die Simulation der Strömung erfolgte mit dem k-ε-Turbulenzmodell. Die Software benötigte für die Berechnung knappe 2 Tage.

2.5.2 2D-numerische Simulation

Die Berechnungen erfolgten mit der kommerziellen 2D-numerischen Strömungssimulationssoftware HYDRO_AS-2D. Das Berechnungsnetz besteht aus ca. 4.000 Elementen und ebenso vielen Knoten. Die Berechnungen wurden instationär durchgeführt. Nach ca. 500 Berechnungssekunden wurde ein nahezu stationärer Zustand erreicht. Die Auswertung wurde einheitlich nach 2.000 Berechnungssekunden vorgenommen. Die Software benötigte je Berechnung ca. zwei Minuten.

2.6 Vergleich 2D- und 3D-Strömungsberechnung

Für den Vergleich mit der 3D-Berechnung wird eine 2D-Strömungsberechnung mit einer einheitlichen Rauheit von kSt = 60 m1/3/s und einem konstanten Viskositätsanteil n_0 = 0 herangezogen. Sowohl die Wasserspiegellagen als auch die tiefengemittelten Geschwindigkeiten stimmen gut überein. Exemplarisch wird nachfolgend der freie Wasserspiegel und die Strömungsgeschwindigkeit der 3D- (links) und 2D-Berechnung (rechts) präsentiert:

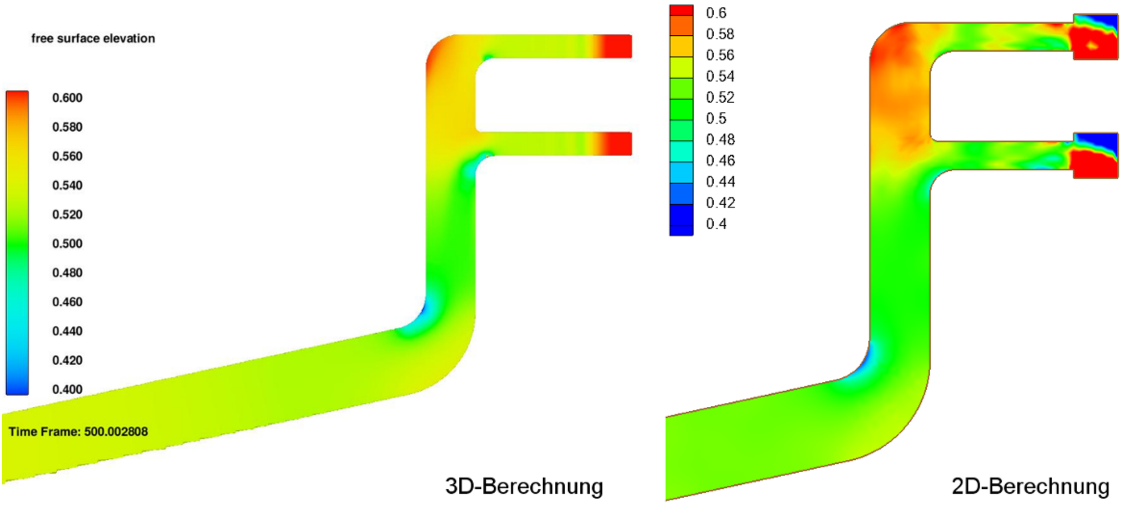


Abb. 2.2: Freier Wasserspiegel

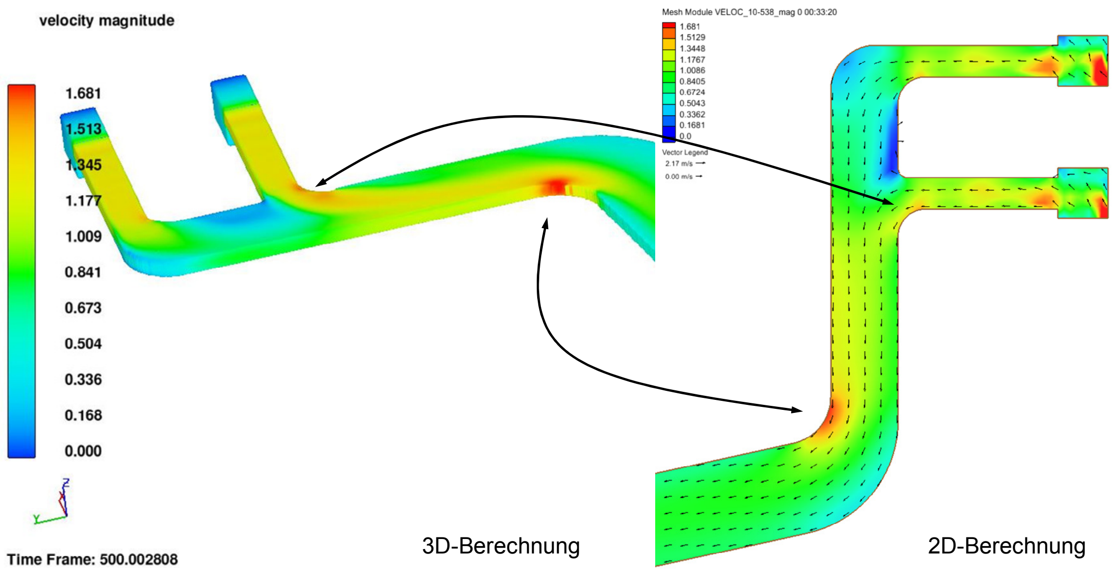


Abb. 2.3: Strömungsgeschwindigkeiten

2.7 Sensitivitätsanalyse

2.7.1 Variation - Unterwasserrandbedingung

Der maximale Wasserspiegel im Vorfluter wurde vom Auftraggeber abgeschätzt. Die Grundlage bildeten Aufzeichnungen der letzten Jahre eines Pegels ca. 50 m oberhalb der Rückgabestelle. Um der Unsicherheit dieser Abschätzung zu begegnen, wurde der UW-Spiegel ausgehend vom Schätzwert des Auftraggebers in 10 cm Schritten variiert. Nachfolgende Abbildungen zeigen die Auswirkungen der Variationen exemplarisch anhand der Profile 7 und 8. Der UW-Kanal hat entlang des Profils eine konstante lichte Höhe von einem Meter. Erst bei einer deutlichen Erhöhung des vorgegebenen UW-Spiegels (UWSPL) um 30 cm besteht die Gefahr des Zuschlagens des Kanals. Die lich-

te Höhe des UW-Kanals im Bereich des Profils 8 beträgt 1,5 m. Auch hier ist ein Zuschlagen bei ausreichender Belüftung nicht zu erwarten.

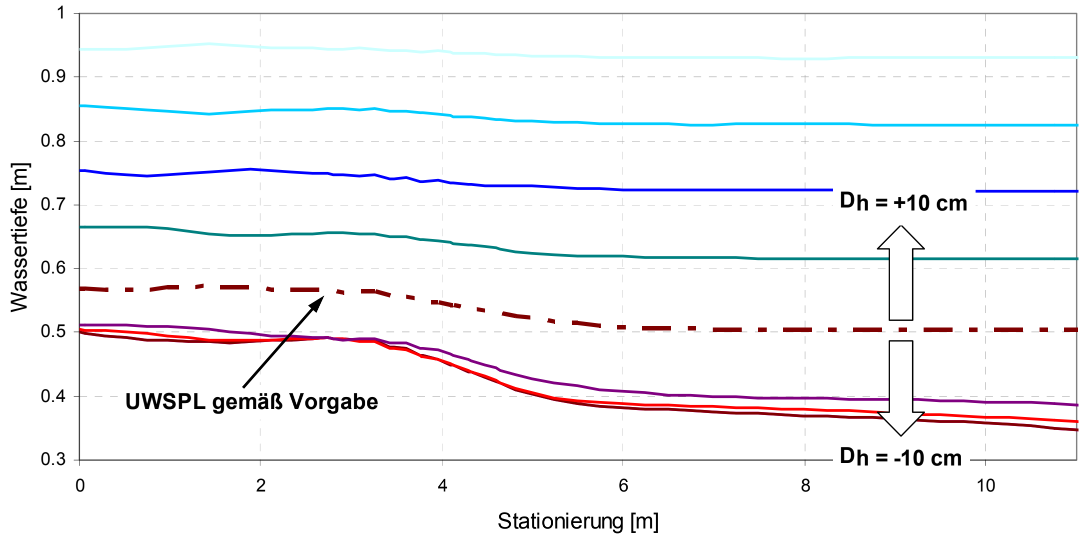


Abb. 2.4: Wassertiefen im Profil 7 – Variation der UW-Randbedingung

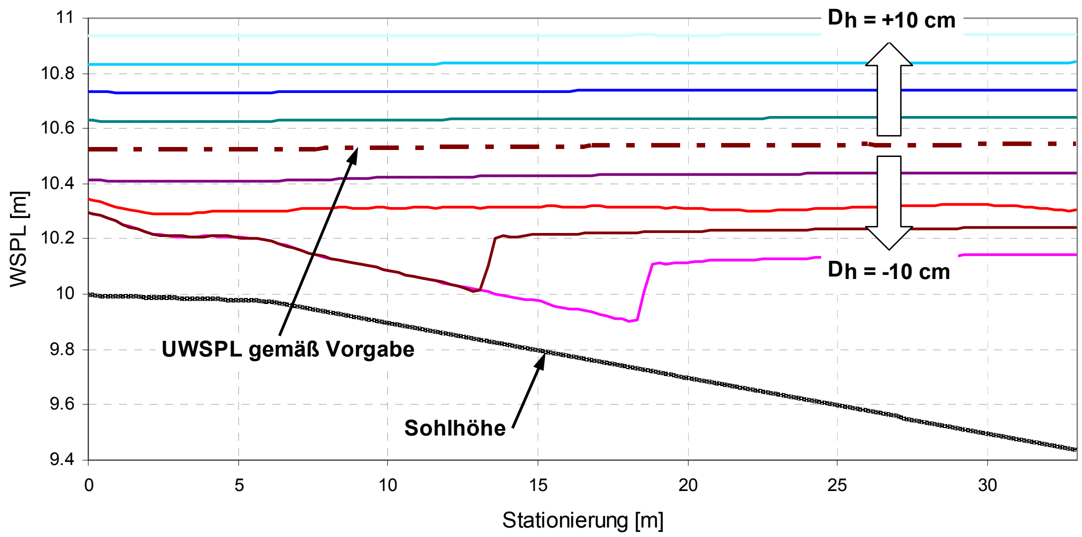


Abb. 2.5: Wasserspiegel im Profil 8 – Variation der UW-Randbedingung

2.7.2 Variation - Rauheit

Die Richtwerte für den Strickler-Beiwert von Betonkanälen aus der Literatur reichen von kSt = 50 m1/3/s für ungleichmäßige Betonflächen bis zu kSt = 100 m1/3/s für Zementglattstrich. Die Ergebnisse der Variationsrechnungen mit jeweils in 10er Schritten veränderten Strickler-Beiwerten sind nachstehend exemplarisch für Profil 7 visualisiert. Der Einfluss der Rauheit beschränkt sich auf maximal 3 cm Wassertiefen-Differenz (siehe Abb. 2.6).

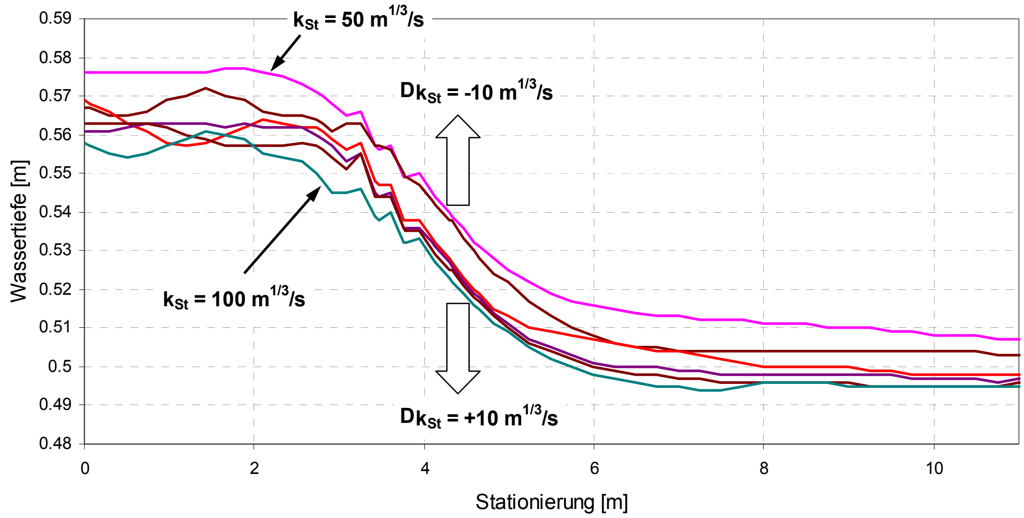


Abb. 2.6: Wassertiefe im Profil 7 – Variation der Rauheit

2.7.3 Variation - konstanter Viskositätsanteil

Ein konstanter Viskositätsanteil größer als Null ist vor allem dort erforderlich, wo es zu einem stärkeren Durchmischen kommt, sowie in Bereichen mit bedeutenden Scherströmungen. Nachfolgend wird exemplarisch anhand des kritischen Profils 7 eine Abschätzung des Einflusses dieses Modellparameters gezeigt. Die maximale Wasserspiegeldifferenz beträgt ca. 10 cm zwischen den Varianten.

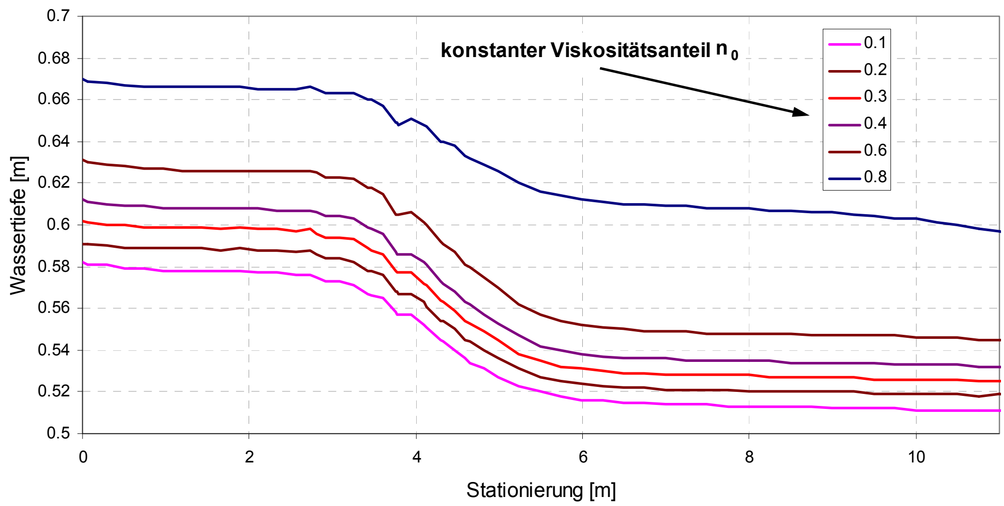


Abb. 2.7: Wassertiefe im Profil 7 – Variation von n0

2.8 Literatur

Flow Science (2010), FLOW-3D® User Manual Version 9.4.

Nujic, M.: HYDRO_AS-2D, ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis. Benutzerhandbuch, Rosenheim, 2006 (unveröffentlicht).

3 3D-numerische Strömungssimulation von hydraulischen Rückstromdrosseln in Wasserschlössern

Wolfgang Richter und Roman Gabl

Arbeitsbereich Wasserbau, Institut für Infrastruktur, Universität Innsbruck

3.1 Kurzfassung

In diesem Beitrag werden die Ergebnisse eines Vergleiches von physikalischen Modellversuchen und 3D-numerischen Simulationen (ANSYS CFX) an ausgeführten Rückstromdrosseln in Anlagen der Tiroler Wasserkraft AG (TIWAG) präsentiert. Die bestimmten Verlustbeiwerte dienen allgemein als Eingangsparameter für die Berechnung der auftretenden Wasserschlossschwingungen, welche beispielhaft für die untersuchten Drosseln mit einem TIWAG-internen Wasserschlossprogramm durchgeführt wurden. Nach dieser Berechnung wurden die Ergebnisse mit einem Schaltversuch verglichen.

3.2 Abstract

In this article the results from a comparison of physical model experiments and 3D-numerical CFD simulations with the commercial software ANSYS CFX are presented. Both kinds of experiments are made to specify the head loss of hydraulic throttles in surge tanks, which were constructed by the Tiroler Wasserkraft AG (TIWAG). The results are used in a surge chamber dimensioning software (TIWAG), so that comparison with a real measurement at the hydro power station was possible.

3.3 Einleitung

3.3.1 Allgemein

Um ein Wasserschloss wirtschaftlich zu dimensionieren, kann unter gewissen Umständen ein Drosselorgan sinnvoll sein, welches die Schwingungen des Triebwassers dämpft. Dabei ist die Regelbarkeit der Anlage in Abstimmung mit dem Bauaufwand des Wasserschlosses zu optimieren. Ein Design-Parameter ist dabei der Verlustbeiwert der Drosseln. Bei asymmetrischen Drosseln ist dieser Wert abhängig von der Fließrichtung (Vom Aufschwingen wird gesprochen, wenn das Wasser von der Unterkammer in die Oberkammer fließt. Beim Abschwingen erfolgt die Umkehrung der Fließrichtung).

Drosseln sollten generell keine beweglichen Teile beinhalten, da Wartungsfreiheit eine unbedingt anzustrebende Eigenschaft ist. Daher fällt die Idealvorstellung einer Klappe

als Drossel weg. Diese könnte aufschwingendes Wasser ungedrosselt in die Oberkammer fließen lassen und somit den dynamischen Druck auf den Stollen zu begrenzen. Bei Rückschwingvorgang würde eine Klappe absperren und das Wasser in der Oberkammer zurückhalten und somit die Dynamik schnellstmöglich bremsen (Seeber 1970). Um möglichst nahe an die Idealvorstellung heranzukommen und damit die Volumina im Wasserschloss zu minimieren, ist eine entsprechende Optimierung der Drossel entscheiden.

3.3.2 Untersuchte Kraftwerke

Im Rahmen der Diplomarbeit von Wolfgang Richter (Richter, 2010) wurden die Strömungssimulationen an den Drosselorganen der Wasserschlösser im Kraftwerk (KW) Sellrain-Silz, KW Strassen-Amlach, sowie im KW Kaunertal untersucht. Sämtliche Anlagen befinden sich in Besitz der Tiroler Wasserkraft AG (TIWAG). Diese Kraftwerke wurden ausgesucht, da entsprechende physikalische Modelluntersuchungen vorliegen (siehe Tab. 3.1). Die notwendigen 3D-Modelle für die Simulationen wurden anhand von Bestandsplänen der ausgeführten Drosseln mit dem CAD-Programm Rhinoceros erstellt und in ANSYS importiert. Eine beispielhafte Auswertung und das dazugehörige 3D-Modell ist in Abb. 3.1 ersichtlich.

3.3.3 Numerische Berechnungen

Für die 3D-numerische Berechnung mit der Software ANSYS CFX Version 11 wurde das zu simulierende Fluid als inkompressibel angenommen und die Erdbeschleunigung vernachlässigt. Für die Bestimmung des Verlustbeiwertes der Rückstromdrosseln wurde das zusätzlich Belüftungsrohr der Unterkammer im Wasserschloss des KW Sellrain-Silz und KW Kaunertal vernachlässigt. Dies wurde bei den physikalischen Versuchen, welche die TIWAG für diese Anlagen veranlasste, ebenfalls so gehandhabt.

Tab. 3.1: Übersicht physikalische Modellversuche der TIWAG [2]

	KW Kaunertal	KW Sellrain-Silz	KW Strassen-Amlach
Drossel:	Wirbelkammer	Düsendrossel	Düsendrossel
Modell:	1 : 20	1 : 10,515	1 : 12,691
Medium:	Wasser	Luft	Wasser
Drosselverhältnis:	~ 1 : 40 -1 : 50	1 : 1,96	1 : 2,66

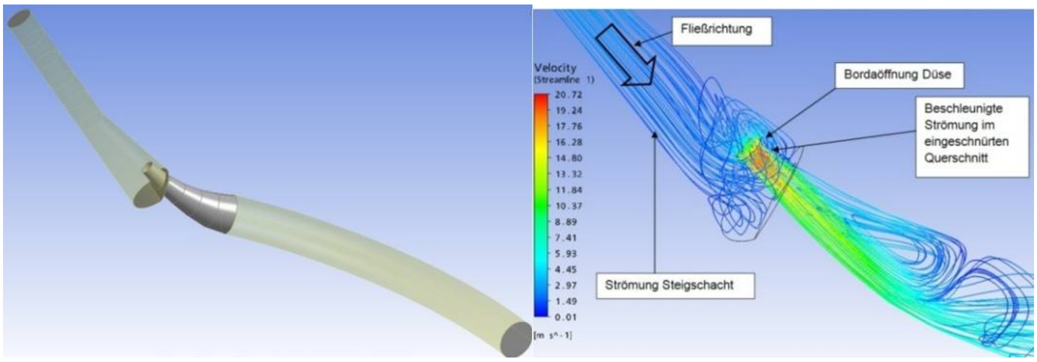


Abb. 3.1: Düsendrossel Sellrain-Silz mit beispielhaftem Strömungszustand (Abschwingen) [2]

3.4 Ergebnisse

3.4.1 Allgemein

Es konnte im Zuge dieser Machbarkeitsstudie exemplarisch im Rahmen einer Diplomarbeit gezeigt werden, dass das Strömungsprogramm ANSYS CFX zur Ermittlung von Verlustbeiwerten in Rückstromdrosseln sehr gut geeignet ist. Basierend auf diesen Untersuchungen wurde ANSYS CFX für die weiterführenden Untersuchungen am Arbeitsbereich Wasserbau ausgewählt.

In Tab. 3.2 sind die Ergebnisse der 3D-numerischen Strömungssimulation im Vergleich mit den physikalischen Modellversuchen dargestellt. Die Ergebnisse der CFD-Simulation der Wirbelkammerdrossel decken eine gewisse Schwankungsbreite in ähnlichem Ausmaß wie in den zum Vergleich herangezogenen Modellversuchen ab, daher kann das Ergebnis als gute Übereinstimmung gewertet werden. Aufgrund der Schwankungsbreite und der unbekannten Randbedingungen der Modellversuche von 1962/63 wird auf einen direkten prozentuellen Vergleich verzichtet. Bei den Ergebnissen der CFD-Simulation der Düsendrossel des KW Strassen-Amlach konnte mit sehr geringen Abweichungen zu den physikalischen Modellversuchen eine besonders gute Übereinstimmung erzielt werden.

Allgemein kann eine strömungstechnische Dimensionierung mit dem numerischen Werkzeug der CFD-Simulation physikalische Versuche sinnvoll ergänzen und beschleunigen, sowie vorauseilende Optimierung ermöglichen. Besonders die einfache Handhabung und die Möglichkeit von Vergleichsstudien mit verschiedenen Geometrien, sowie die fortschreitenden Entwicklungen hinsichtlich Automatisierungsoptionen sind ein Vorteil.

Tab. 3.2: Vergleich der numerischen und der physikalischen Ergebnisse [2]

Wirbelstromdrossel KW Kaunertal					
ZETA AUF Modell			ZETA AB Modell		
physikalisch	numerisch	Abweichung	physikalisch	numerisch	Abweichung
0,01	0,0106	6%	0,38-0,5	0,3-0,5	----
Düsendrossel Sellrain-Silz					
ZETA AUF Modell			ZETA AB Modell		
physikalisch	numerisch	Abweichung	physikalisch	numerisch	Abweichung
0,0151	0,017	12%	0,0296	0,0329	11%
Düsendrossel Strassen-Amlach					
ZETA AUF Modell			ZETA AB Modell		
physikalisch	numerisch	Abweichung	physikalisch	numerisch	Abweichung
0,062	0,0623	1%	0,165	0,160	3%

3.4.2 Strömungszustände der Wirbelstromdrossel des KW Kaunertal

Die Besonderheit der Wirbelstromdrossel liegt darin, dass eine sehr hohe Asymmetrie des Widerstandsverhaltens möglich ist. Diese wird erreicht, indem sich zwei unterschiedliche Strömungszustände beim Auf- und beim Abschwingen einstellen. Beim Fließen des Wassers von der Unterkammer in den Steigschacht stellt sich ein konstanter Widerstand ein, welcher hauptsächlich durch Umlenkverluste generiert wird.

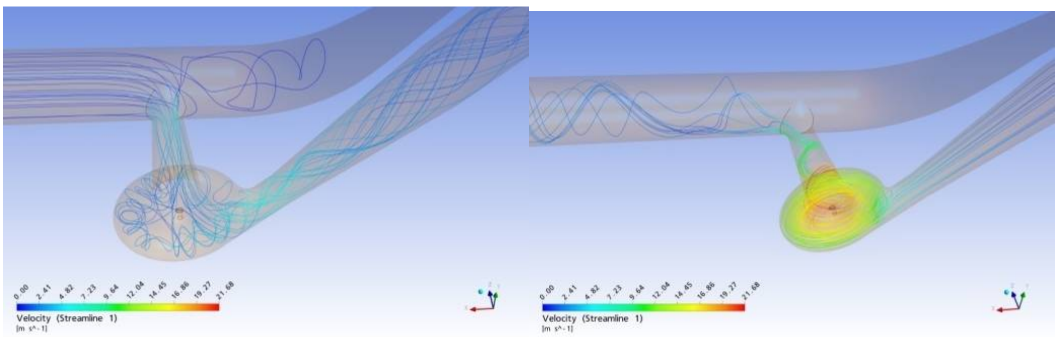


Abb. 3.2: Strömungszustand beim Aufschwingen(li.) und Abschwingen (re.) in der Wirbelkammerdrossel des KW Kaunertal [2]

Im Falle des Rückschwingens bildet sich nach einer Anlaufphase ein starker Drall im Drosseltorus aus, welcher einen sehr hohen Widerstand generiert.

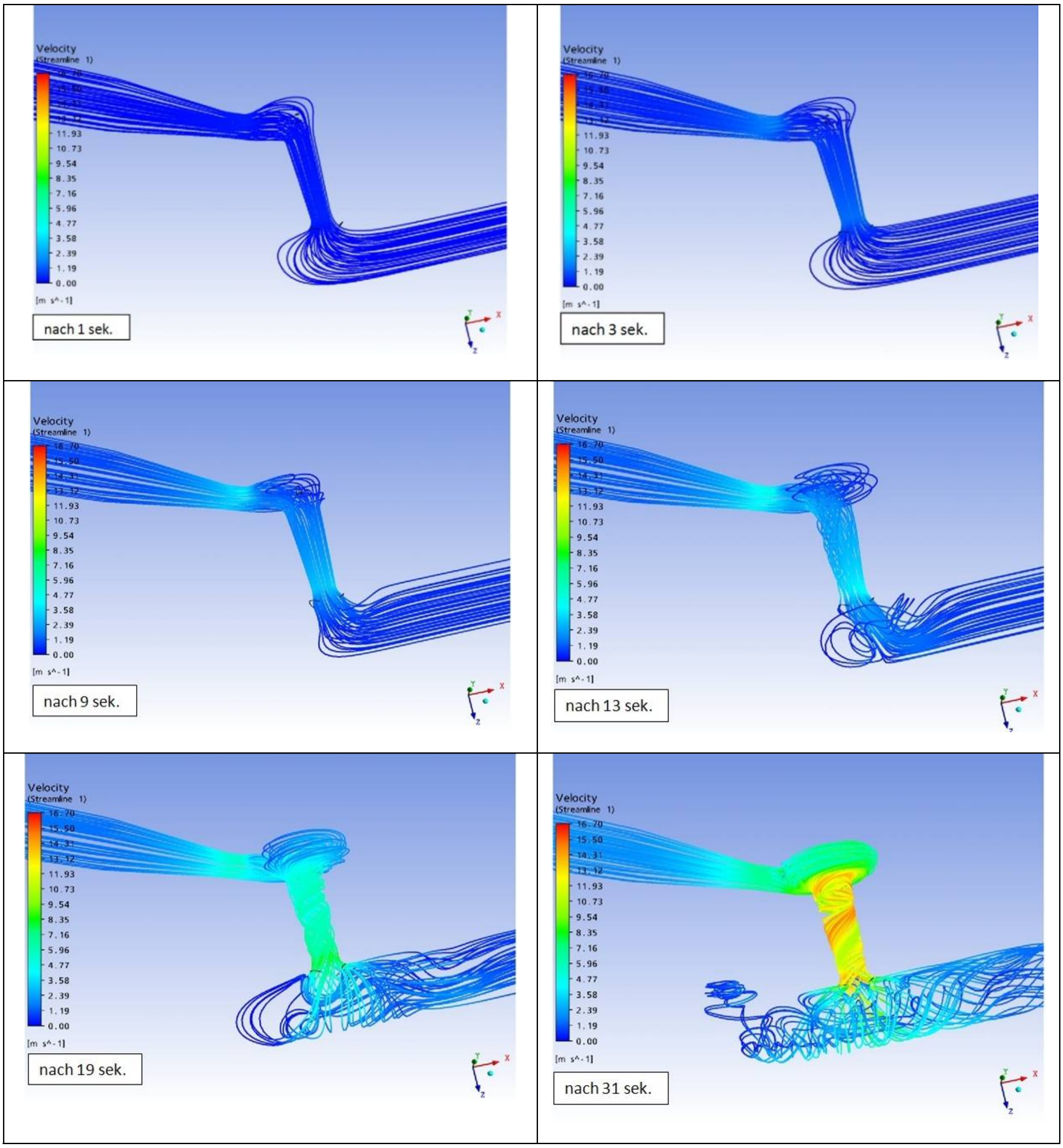


Abb. 3.3: Instationären Anlaufvorgangs der Wirbelkammerdrossel des KW Kaunertal [2]

In Abb. 3.3 ist die Entwicklung des Anlaufverhaltens der Wirbelkammer¬drossel des KW Kaunertal zu sehen. Anfänglich wird die Strömung nur umgelenkt und fließt mit geringem Widerstand in die Unterkammer. Während das Wasser im Belüftungsrohr rascher absinkt als im Steigrohr steigt die Druckdifferenz zwischen dem Steigrohr und dem Saugrohr. Dadurch wird die Drallbewegung im Drosseltorus angefacht. Die dargestellte Entwicklung der Wirbelströmung bezieht sich auf einen simulierten Schaltfall im KW Kaunertal vom 19.02.2009. Die Simulation wurde als transiente Berechnung durchgeführt. Die physikalischen Randbedingungen wurden als Funktionen des Drucks

an den Ausfluss- und Einflussebenen definiert, welche aus der 1D-numerischen Berechnung der Wasserschlossschwingung des Schaltversuchs im KW Kaunertal mit dem TIWAG-WS-Programm ermittelt wurden. Für solche komplexen Strömungen kann die numerische Simulation einen tieferen Einblick liefern und die Forschung wird in diesem Bereich weitergeführt.

3.5 Literatur

[1] Mayr, Dominik ; Heigerth, Günther: Numerische Simulation der Strömung durch Rückstromdrossel von Zweikammerdifferentialwasserschlössern, Internationales Symposium in Zürich, Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau,2002.

[2] Richter Wolfgang: 3D-numerische Strömungssimulation von hydraulischen Rückstromdrosseln in Wasserschlössern, Begutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. M. Aufleger Betreuer TIWAG - Tiroler Wasserkraft AG: DI Dr. techn. R. Reindl, 2010.

[3] Seeber, Gerhard: Das Wasserschloss des Kaunertalkraftwerkes der TIWAG, Schweizerische Bauzeitung 1970 (88.Jg), Heft1, Seite 1-8.

4 Sei mal konstruktiv

Rupert Feldbacher

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz

4.1 Kurzfassung

Dieser Artikel zeigt anhand von vier Beispielen einige Anwendungsgebiete der Finiten Elemente Methode im Wasserbau auf. Neben den hydraulischen und wasserwirtschaftlichen Betrachtungen ist auch das Bauwerk selbst auf die gegebenen Einwirkungen zu bemessen und die Standsicherheit sicher zu stellen.

Eine Porenwasserdruckberechnung für eine Gewichtsmauer wird mit gängigen Ansätzen nach der Starrkörpertheorie verglichen.

Der Einfluss einer Bogenstaumauer, die dadurch zusätzlich wirkenden Kräfte und Wasserdrücke, auf die Stabilität eines Felskeiles in deren Fundierung wird für statische und dynamische Beanspruchungen untersucht.

Die Formgebung einer Bogenstaumauer wird anhand ihrer Geometrie, der Kurvendefinition der Horizontal- und Vertikalschnitte hinsichtlich maximal zulässiger Spannungen optimiert.

Die Temperatur- und Spannungsentwicklung während der Errichtung einer Bogenstaumauer werden mithilfe eines sich sequentiell ändernden Finite Elemente Modells berechnet.

4.2 Abstract

This article gives some examples for a part of the area of application of the Finite Elements Method on the field of hydraulic engineering. In addition to considerations hydraulics and water management also the structure itself has to bear given loadings and the stability has to be assured.

A calculation of the pore water pressure underneath a gravity dam is compared with values given in various standards.

The influence of an arch dam, the additional forces and water pressures, on the stability of a rock wedge in the foundation is investigated for static and dynamic loads.

The shape of an arch dam is - using its geometric definition, the shape of its horizontal and vertical sections - optimized according to maximal allowable stresses.

The development of the temperature and the stresses during the construction of an arch dam is calculated via a sequentially changing Finite Elements Model.

4.3 Einleitung

Neben den typischen wasserbaulichen Berechungen und Versuchen (Rohrhydraulik, Sedimenttransport, etc.) ist auch die Standsicherheit der errichteten Bauwerke zu gewährleisten. Im Nachfolgenden werden vier Beispiele betrachtet, die einen Teil der Anforderungen an die strukturelle Berechnung von Talsperren widerspiegeln.

4.4 Porenwasserdruck

Die Position und Funktionstüchtigkeit von Dichtschirm und Drainage haben einen wesentlichen Einfluss auf die Verteilung des Porenwasserdruckes bzw. Auftriebes entlang der Aufstandsfläche von Talsperren. Der Auftrieb vermindert die effektiven Normalspannungen und somit die übertragbare Tangentialkraft, die die Gleitsicherheit bestimmt.

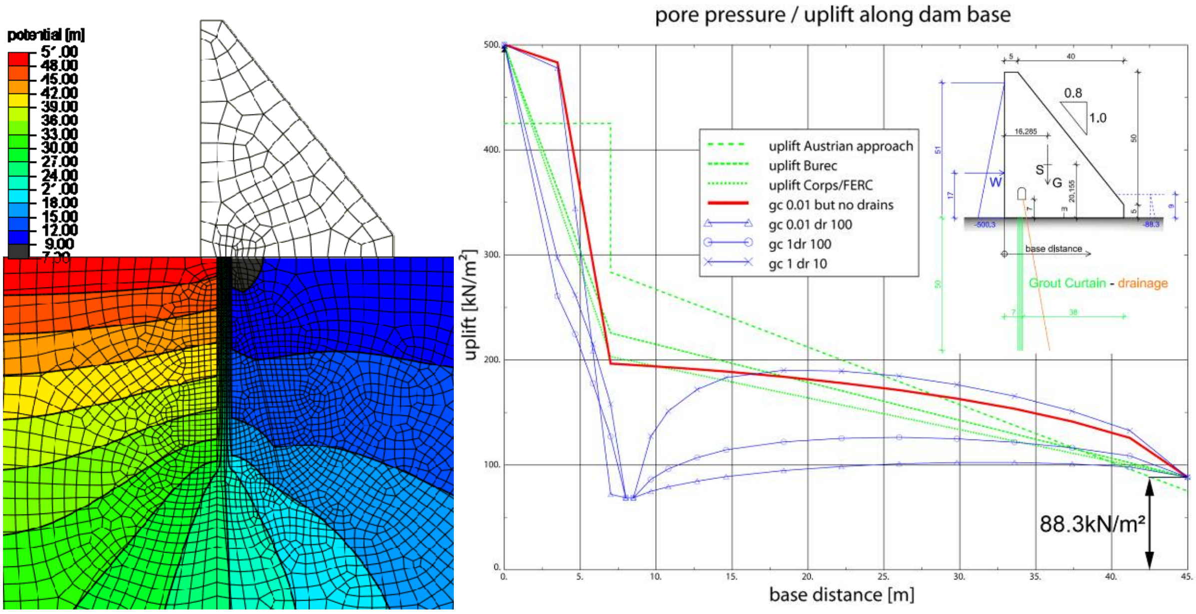


Abb. 4.1: Potentiallinien und Porenwasserdruck in der Aufstandsfläche

In Abb. 4.1 sind die Potentiallinien unter einer Gewichtsmauer bei einem oberwasserseitigen Einstau von 51 m und einem unterwasserseitigen von 9 m dargestellt. Ebenso sind die Porenwasserdrücke entlang der Aufstandsfläche in einem Diagramm aufgetragen.

Untersucht wird der Einfluss verschiedener Durchlässigkeitsverhältnisse und die Übereinstimmung mit Auftriebsverläufen in gängigen Regelwerken, die als Grundlage für die Gleitsicherheitsberechnung mittels Starrkörpermethode dienen.
Generell liegen die vorgeschlagenen Verläufe des Porenwasserdruckes über denen der Finite Elemente Berechnung mit funktionierender Drainage. Eine genauere Be-

trachtung der Gleitsicherheit auch hinsichtlich der Klüfte im Felsuntergrund ist in detaillierten Berechnungen vorzunehmen.

4.5 Widerlager

Die Gleitsicherheit eines Felskeiles im linken Widerlager der Sperre Luzzone (Abb. 4.2) wird untersucht. Neben den statischen sind die dynamischen Einwirkungen aus künstlich generierten Beschleunigungszeitverläufen für alle drei Raumrichtungen eines Erdbebens zu berücksichtigen.

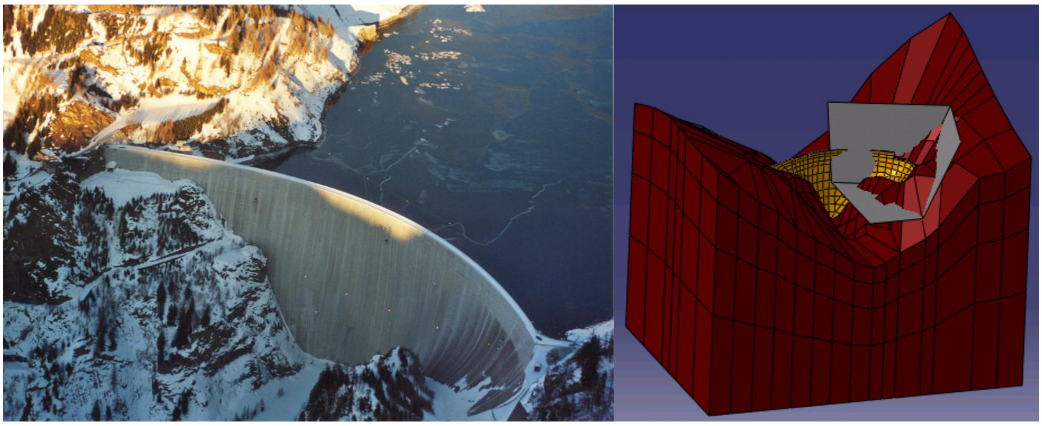


Abb. 4.2: Luzzone Sperre und Finite Elemente Modell

Der Einfluss des Wassers auf die dynamischen Lasten wird mit Hilfe der addierten Massen nach Westergaard simuliert. Der Fels ist in der Finite Elemente Berechnung masselos.

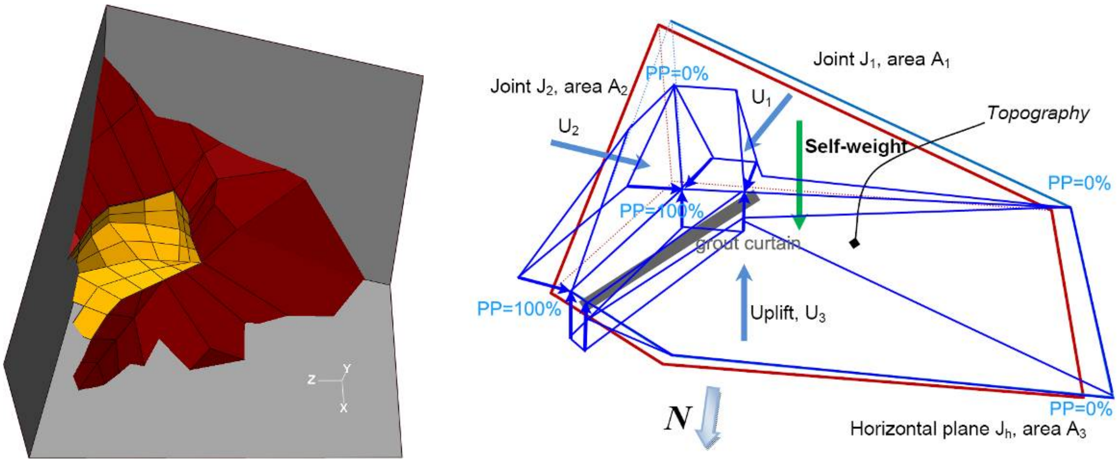


Abb. 4.3: Felskeil im Finite Element Modell und Auftriebsannahmen

Die Kräfte in der Aufstandsfläche (gelb in Abb. 4.3) für jedes Zeitinkrement werden ausgelesen und in einer Tabellenkalkulation auf den nun mit Masse behafteten Felskeil aufgebracht. Die Standsicherheit wird mit der Londe Methode ermittelt. Die minimalen Werte über die Erdbebendauer sind in Tab. 4.1 aufgelistet.

Neben einem wesentlichen Einfluss der angenommenen Auftriebsfigur (Abb. 4.3) fällt auf, dass die Standsicherheit des Felsens bei der statischen Beanspruchung aufgrund einer zusätzlichen stabilisierenden Kraftkomponente der Mauer steigt.

Tab. 4.1: Ergebnisse ohne und mit Einfluss der Mauer

Wedge alone (Acc(local): ax = 0.16g , ay = 0.1067g, az = 0.16g)

Wet area [m²]			Wedge			
Jh	J1	J2	Volume [m³]	Mass [kg]	Weight [MN]	tan 35°
28650	23300	7200	1.92E+06	4.99E+09	48970	0.70

Pore pressure [% of full]			Loading	Weight of Wedge [MN]			U on Jh [MN]	U on J1 [MN]			U on J2 [MN]			Driving Force [MN]	Stabalizing Force [MN]	SF
Jh	J1	J2		Gx	Gy	Gz	Uz	Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz			
0	0	0	SW	0	0	-48970	0	0	0	0	0	0	0	0	34290	infinite
35	**35**	**50**	**SW+hyd**	**0**	**0**	**-48970**	**9840**	**630**	**7220**	**3380**	**-3370**	**600**	**850**	**8290**	**24440**	**2.95**
35	**35**	**50**	**SW+hyd+dyn**	**-550**	**6300**	**-46370**								**14500**	**22620**	**1.56**

Wedge + dam thrust (Acc(local): ax = 0.16g , ay = 0.1067g, az = 0.16g)

Pore pressure [% of full]			Loading	Weight of Wedge [MN]			Uplift	Dam Thrust Force [MN]						Driving Force [MN]	Stabalizing Force [MN]	SF
Jh	J1	J2		Gx	Gy	Gz	Jh, J1, J2	Fx	Fy	Fz	Fres	alpha	beta			
0	0	0	SW	0	0	-48970	0	180	20	-4050	450	87.4	96.5	11	37090	3333
35	**35**	**50**	**SW+hyd**	**0**	**0**	**-48970**	**vide supra**	**-5480**	**-4680**	**-4650**	**8580**	**32.8**	**-131**	**8800**	**27690**	**3.15**
35	**35**	**50**	**SW+hyd+dyn**	**-6740**	**280**	**-46930**		**-9310**	**-770**	**-400**	**12730**	**18.3**	**-128**	**17570**	**26360**	**1.41**

4.6 Formgebung

In einer Tabellenkalkulation wird die Form einer Gewölbemauer parametrisiert. Über verschiedene Formparameter wird die Geometrie der Mauer angepasst, wobei die Einbindung und Lage der Mauer im Gelände mithilfe eines in einem Diagramm hinterlegten Lageplans (Abb. 4.4) überprüft wird.

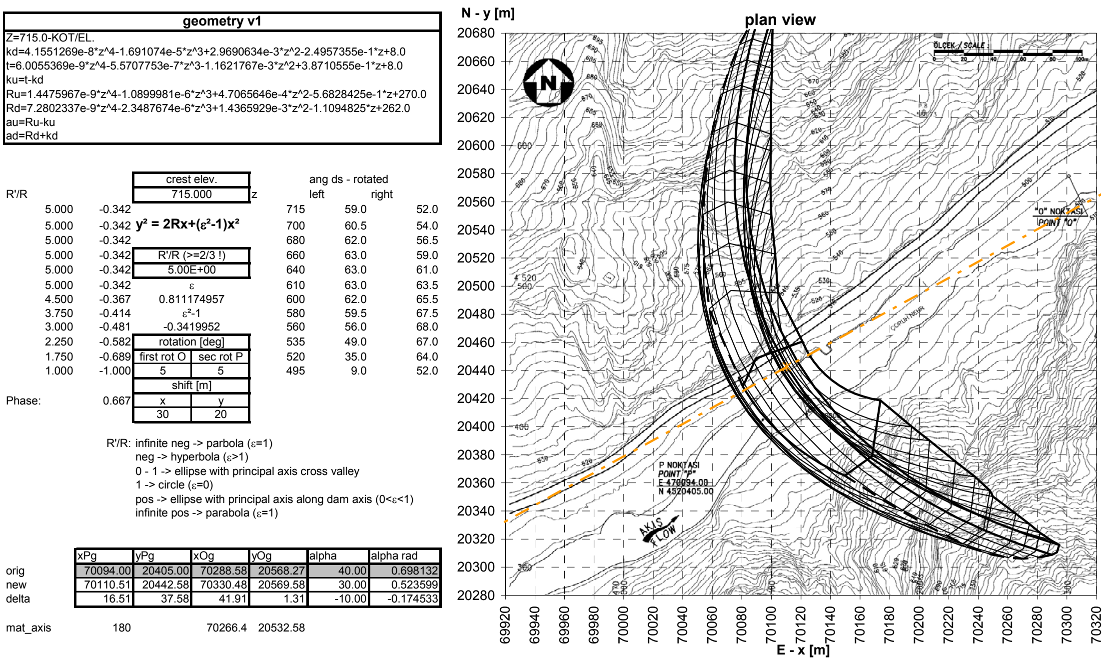


Abb. 4.4: Ausschnitt aus Eingabe und Ausgabe im xls-sheet

Die Koordinaten der Maueroberflächen werden ausgelesen oder direkt mittels entsprechendem Skript berechnet und zu einem Volumenmodell verbunden.

Die Einbindung in den Untergrund wird bei Vorhandensein der Topografie im Finite Elemente Modell überprüft und die Berechnung aufgesetzt. In Abb. 4.5 sind die maximalen Hauptspannungen an der Unterwasserseite der Mauer dargestellt. Durch die Formoptimierung werden diese reduziert und Betonvolumen eingespart.

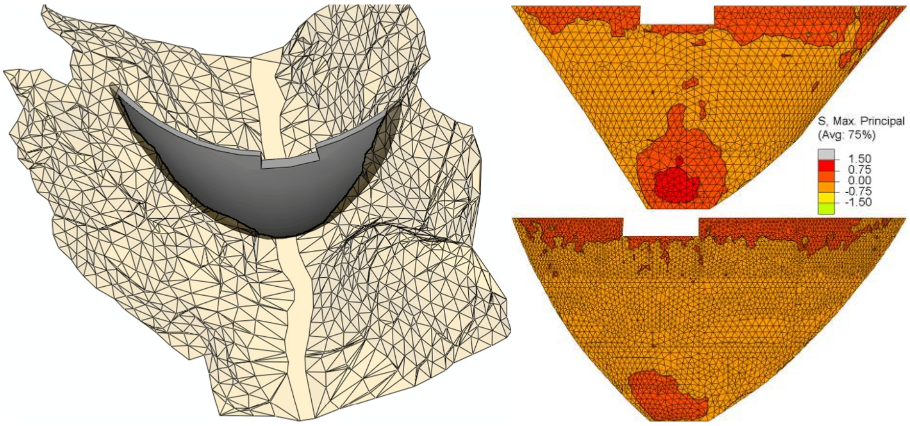


Abb. 4.5: Volumenkörper mit Verschneidung mit dem Gelände und Berechnungsergebnisse Ausgangs- (oben) und optimierte Geometrie (unten)

4.7 Errichtung

Durch die Wärmeentwicklung beim Aushärtungsvorgang des Betons beim Bau von Betonsperren können sich Zwängsspannungen ausbilden, die schon während der Errichtungsphase zu Schäden führen. Die Temperatur und Spannungsentwicklung wird mithilfe eines Finite Elemente Modells an einer Gewölbestaumauer untersucht.

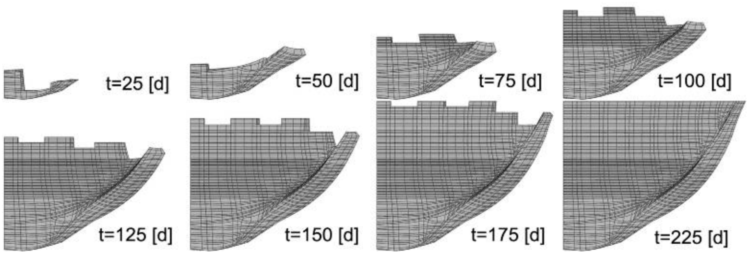


Abb. 4.6: Betonierfortschritt über die Berechnungsdauer

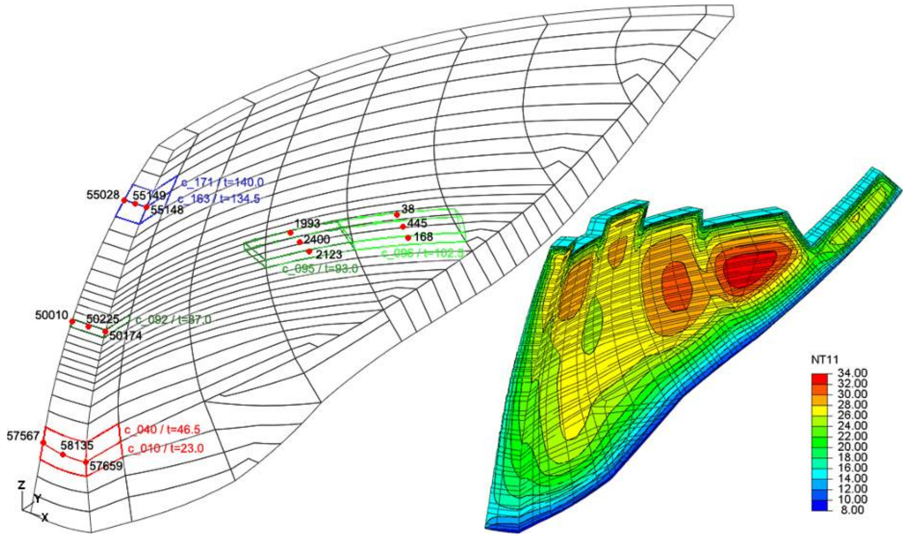


Abb. 4.7:Betonierabschnitte und Zwischenergebnis der Temperaturberechnung

Abb. 4.6 zeigt den Betonierfortschritt der Gewölbemauer ab dem Baubeginn.

In Abb. 4.7 sind die ausgewählten Knoten für die Ergebnisdiagramme und ein Zwischenergebnis aus der Temperaturberechnung dargestellt. Hier sind die höheren Temperaturen bei dickeren Mauerteilen im Kern ersichtlich.

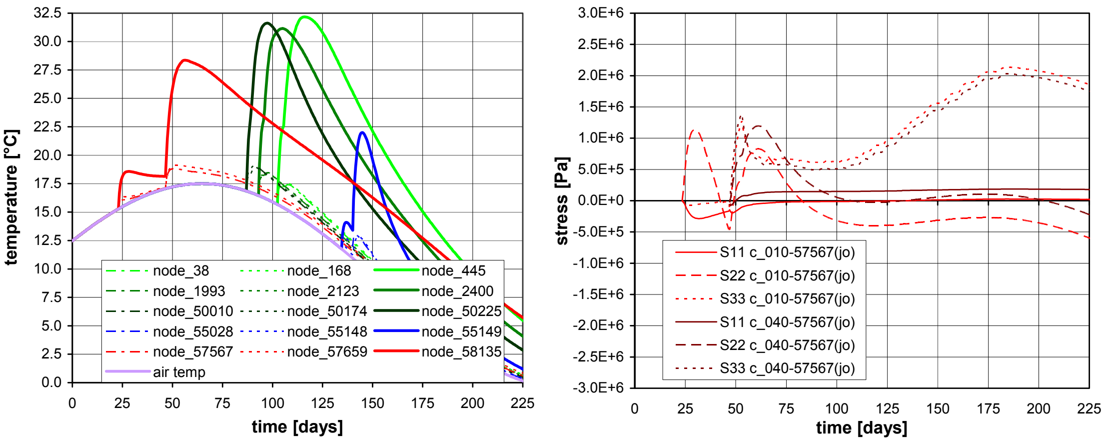


Abb. 4.8: Temperatur- und Spannungsentwicklung in ausgewählten Knoten

Der Anstieg der Temperaturen in den ersten Tagen nach dem Betonieren ist in Abb. 4.8 links dargestellt. Der Verlauf der Spannungen (rechts) an einem unterwasserseitigen Knoten zeigt zu Beginn die Spannungen zufolge der Temperatur und in weiterer Folge die Entwicklung von Kragträgerspannungen, die sich durch die Neigung der Mauer zur Wasserseite hin ergeben.

4.8 Literatur

US Army Corps of Engineers: Evaluation and Comparison of Stability Analysis and Uplift Criteria for Concrete Gravity Dams by Three Federal Agencies, 2000.

G. Ruggeri: Sliding Safety of Existing Gravity Dams – Final Report , ICOLD, 2004

P. Londe: Analysis of the stability of rock slopes, in Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, vol. 6, issue 1, p. 93-124, 1973

M. Sohrabi Gilani, R. Feldbacher, G. Zenz: Stability of dam abutment including seismic loading, 10th ICOLD Benchmark Workshop, Paris, 2009

B. Zhu, B. Rao, J. Jia, Y. Li: Shape Optimization of arch dams for Static and Dynamic Loads, in Journal of Stuctural Engineering, Paper Nr. 1310, 1992

K.J. Bathe: Finite Element Procedures, Prentice Hall, 1995

R. Feldbacher, M. Sohrabi Gilani, G. Zenz: The Influence of Casting Sequence and Thermal Stresses on Early Cracking of Thin Arch Dams for two different Finite Element models, 10th ICOLD Benchmark Workshop, Paris, 2009

R. Feldbacher, G.Zenz: Naturmessungen an Talsperren im Zusammenspiel mit numerischen Berechnungen, in Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft 3-4/10, Springer, 2010

5 Räumliches Tragverhalten von Schwergewichtsmauern

Tobias Gebler, Silke Wieprecht und Walter Marx

Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart

5.1 Kurzfassung

Im folgenden Beitrag wird das räumliche Tragverhalten von Schwergewichtsmauern untersucht, um eine Aussage treffen zu können unter welchen geometrischen Randbedingungen dreidimensionale Berechnungen für die Führung von Standsicherheitsnachweisen bei vertieften Sicherheitsüberprüfungen erforderlich sind. Dabei werden die Ergebnisse zweidimensionaler und dreidimensionale Finite Elemente Simulation miteinander verglichen. Eine Analyse unterschiedlichster Mauern mit geraden Achsen zeigt, das bei einem Verhältnis von Kronenlänge zu Mauerhöhe kleiner als 7,5 eine seitliche Lastabtragung in die Talflanken auftritt und dadurch bei zweidimensionalen Berechnungen die vertikale Druckspannungen an der Aufstandsfläche überschätzt werden. Des Weiteren wird die Bogenwirkung von leicht gekrümmt Schwergewichtsmauern analysiert. Es stellt sich heraus, dass dieser Effekt relativ gering ist und nur bei schmalen Tälern auftritt. Die Studie gelangt zu dem Ergebnis, dass auf Grund Ihrer Abmessungen bei etwa 20 % der deutschen Schwergewichtsmauern eine dreidimensionale Berechnung sinnvoll wäre.

5.2 Abstract

This study investigates the stability of gravity dams subject to the valley shape and bending of the dam crest. The results of the 2-D and 3-D finite element computations are compared to investigate to which extent 3-D modelling is necessary to perform stability analyses of existing dams in the framework “In-Depth Hydraulic Structure Examinations” in Germany. Simulations of straight-lined dams with a varying ratio of crest length to dam height show that up to a value smaller than 7.5, a lateral load transfer to the valley side appears, where two-dimensional simulations show varying results. Next, the influence oft the curvature of the dam was investigated. The computations point out that the bending of the crest has only a minor influence to the stability of gravity dams. Only in the case of narrow valleys are the compressive stresses at the dam foundation reduced. The study arrives at the conclusion that for about 20% of the German gravity dams, stability analysis with three-dimensional calculations would be reasonable.

5.3 Einleitung

Seit 1890 wurden in Deutschland über 80 Schwergewichtsmauern errichtet. Diese wurden zunächst in als Bruchsteinmauern ausgeführt, in den 30er Jahren ging man zu Beton als Baustoff über. Bei Schwergewichtsmauern erfolgt die Lastabtragung in erster Linie über Ihr Eigengewicht, dennoch sind einige der Mauern in leicht gekrümmter Bauweise konzipiert worden. Für bestehende Talsperren sind in regelmäßigen Abständen vertiefte Sicherheitsüberprüfungen vorgeschrieben. Diese beinhalten auch Standsicherheitsberechnungen, sofern sich Änderungen für die Eingangsparameter ergeben haben oder bereits geführte Berechnungen nicht mehr dem Stand der Technik entsprechen. Für die Berechnungen ist die Berücksichtigung einer Vielzahl an Lastfällen mit unterschiedlichen Kombinationen aus Einwirkungen und Tragwiderständen erforderlich.

Nach dem heutigen Stand der Technik werden die Standsicherheitsnachweise überwiegend mit der Finiten Elemente Methode geführt. Dabei stellt sich bei gekrümmten Schwergewichtsmauern die Frage, inwiefern 2-D Modelle ausreichende Ergebnisse liefern oder ob die Erstellung eines 3-D Modells erforderlich ist, um die Bogenwirkung der Talsperre und die seitliche Lastabtragung in die Talflanken zu berücksichtigen. Zweidimensional Modelle bieten den Vorteil, dass die Mauergeometrie einfacher zu implementieren ist, da häufig detaillierte Pläne über die räumliche Geometrie der Maueraufstandsfläche fehlen. Außerdem ist der Rechenaufwand wesentlich geringer, was sich trotz des Einsatzes immer leistungsfähigerer Computer bei der Vielzahl an erforderlichen Rechenläufen bemerkbar macht, insbesondere wenn Kalibrierungen und Sensitivitätsanalysen erforderlich sind.

In diesem Beitrag wird das räumliche Tragverhalten von Schwergewichtsmauern untersucht. Dazu werden zwei- und dreidimensionale Simulationen von Mauern mit unterschiedlichen Abmessungen und Talformen mit dem FEM Programm ANSYS durchgeführt und die Ergebnisse miteinander verglichen.

5.4 Modellaufbau

5.4.1 Geometrie

Das Modellierungsgebiet und die Mauergeometrie des numerischen Modells sind in Abb. 5.1 dargestellt. Die Abmessungen der betrachteten Bauwerke richten sich dabei nach den Größen typischer Schwergewichtsmauern in Deutschland. Die Mauerhöhe H wird dabei zwischen 30 m und 110 m und der Krümmungsradius R zwischen ∞ (bei gerader Mauerachse) und 100 m bei kleinen Talsperren variiert. Des Weiteren werden unveränderliche Abmessungen festgelegt: Die Kronenbreite beträgt bei sämtlichen Simulationen 6 m, die wasserseitige Mauerneigung 0,03:1 und die luftseitige Mauerneigung 0,70:1. Die Untergrundabdichtung weist eine Länge von H/5 und eine Breite von

2,5 m auf. Die Abmessungen des Untergrundes werden in Abhängigkeit von H so gewählt, dass die Einflüsse äußerer Belastungen auf die Mauer bis zu den Modellrändern abgeklungen sind und so die Ergebnisse von der Größe des Modellgebiets unbeeinflusst bleiben.

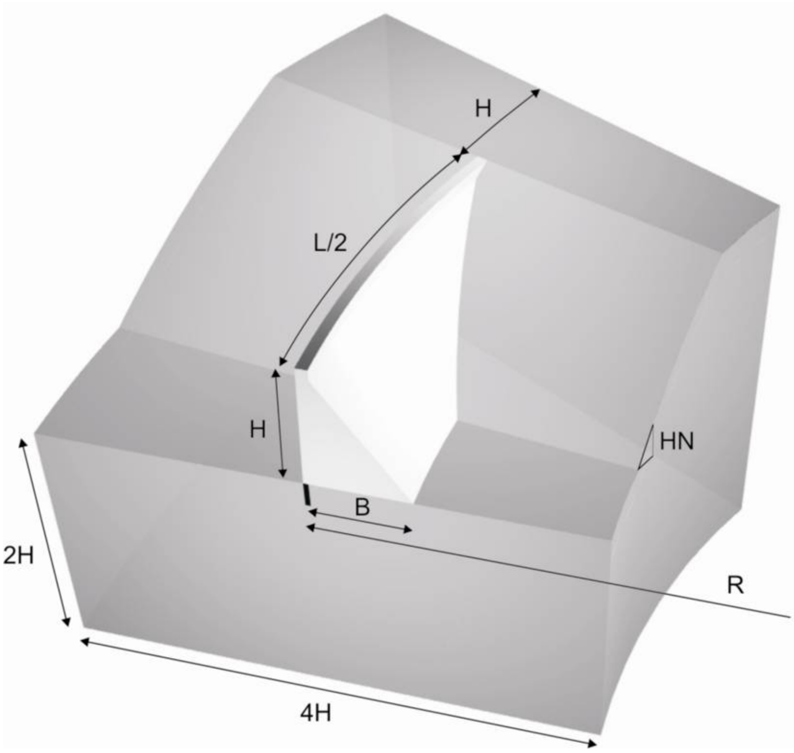


Abb. 5.1: Modellgeometrie: H Mauerhöhe, L Kronenlänge, B Mauerbreite, R Krümmungsradius, HN Hangneigung

5.4.2 Diskretisierung

Die Elementanzahl wird an Hand von Referenzsimulationen so festgelegt, dass das Verformungsverhalten der Mauer und des Untergrundes von der Elementgröße unbeeinflusst bleibt (vgl. Abb. 5.2). Um die erforderlichen Rechenzeiten zu reduzieren wird darüber hinaus nur die halbe Geometrie modelliert und die Symmetrieachse als Randbedingung vorgegeben.

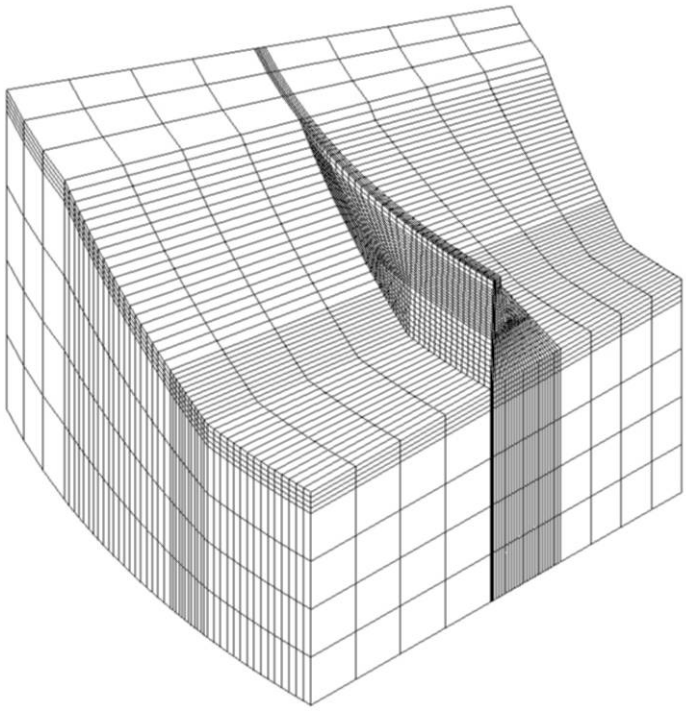


Abb. 5.2: Dreidimensionales Finite Elemente Modell

5.4.3 Lastannahmen

Bei den Berechnungen wird der Wasserstand bis zur Mauerkrone angesetzt. Die Strömungskräfte im Untergrund werden in ANSYS mit der Fourierschen Differentialgleichung anhand der Temperaturanalogie ermittelt. Die Wassertiefe entspricht dabei der Temperatur und die Durchlässigkeit der Wärmeleitfähigkeit. In den Berechnungen wird davon ausgegangen, dass die wasserseitige Abdichtung und die Mauerdrainagen voll wirksam sind und somit keine Durchströmung des Mauerkörpers auftritt. Dieser Berechnungsschritt liefert Strömungskräfte im Untergrund sowie Auftriebskräfte an der Maueraufstandsfläche.

Neben dem Wasserdruck beeinflussen auch die äußeren Temperatureinwirkungen die Spannungsverteilung in der Talsperre. Um die Temperaturverteilung im Mauerkörper zu ermitteln wird eine instationäre Temperaturfeldberechnung über einen Zeitraum von 12 Jahren mit einem Zeitschritt von einem Monat durchgeführt. Die monatlichen Lufttemperaturen so wie die von der Wassertiefe abhängigen Wassertemperaturen sind in Abb. 5.3 dargestellt. Im Juli treten dabei relativ geringe Temperaturen im Mauerkern und hohe Temperaturen an der Maueroberfläche auf. Diese Temperaturunterschiede führen zu Druckspannungen im Mantel, während der Kern entlastet wird. Die Temperaturverteilung im Juli wird für die anschließenden statischen Berechnungen als Einwirkung angesetzt.

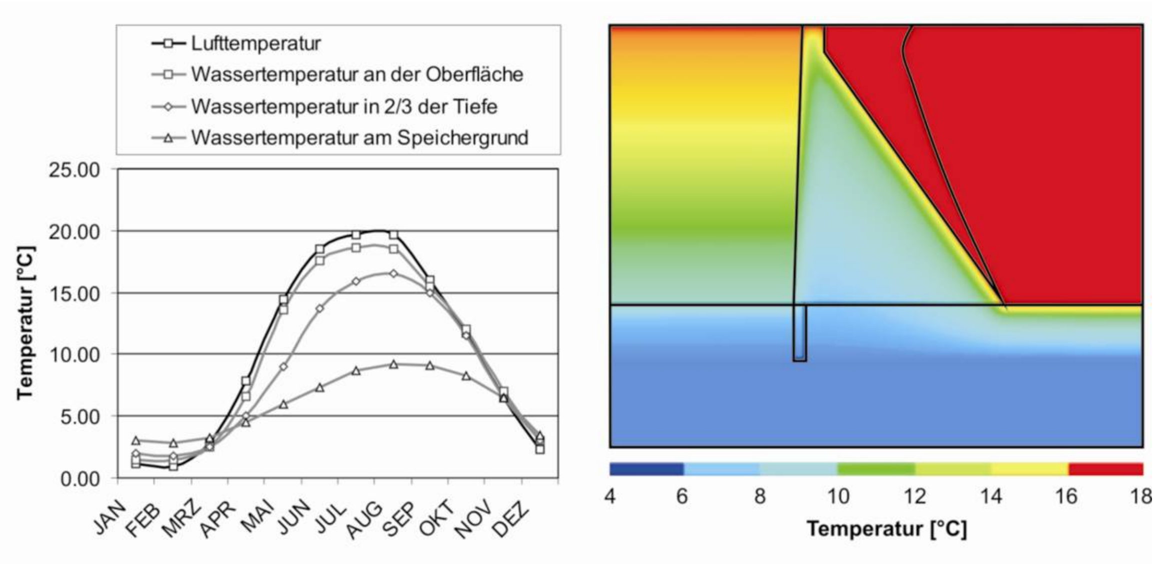


Abb. 5.3: links: Jahresganglinien der Wasser- und Lufttemperatur; rechts: Temperaturverteilung im Juli

5.5 Simulationsergebnisse

5.5.1 Einfluss der Talbreite

Zunächst wird untersucht, inwiefern sich die seitlichen Talflanken auf das Tragverhalten von Schwergewichtsmauern mit geradliniger Mauerkrone auswirken (β = 1, vergleiche Abschnitt 5.5.2). Abb. 5.4 zeigt die vertikalen Hautdruckspannungen entlang der Aufstandsfläche einer 70 m hohen Mauer. Die Ergebnisse der zweidimensionalen Berechnung sind durch die schwarze Linie dargestellt. Auf Grund der Temperaturverteilung im Sommer treten in den Randbereichen luft- und wasserseitig erhöhte Druckspannungen auf. Die farbigen Linien zeigen die Ergebnisse von 3D-Simulationen mit variierendem Verhältnis von Kronenlänge L zu Mauerhöhe H (α = L/H) und einer Hangneigung von 1:0,6. Dabei wird ersichtlich, dass Talsperren die eine relativ kurze Krone aufweisen ihre Kräfte nicht nur in den Untergrund, sondern zu einem gewissen Grad auch seitlich in die Talflanken ableiten. Dies führt insbesondere an der Luftseite zu geringeren vertikalen Druckspannungen.

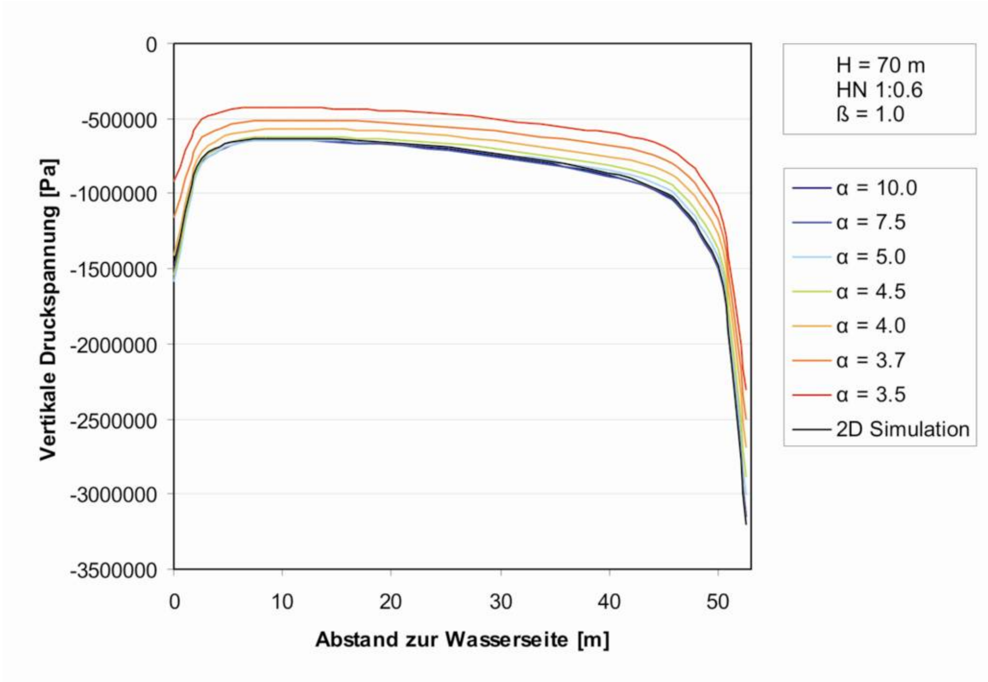


Abb. 5.4: Vertikale Druckverteilung von 70 m hohen Talsperren mit einer Hangneigung von 1:0,6 bei unterschiedlichen α-Verhältnissen mit α = L/H

Die Simulationen zeigen, dass unabhängig von der Mauerhöhe bei breiten Tälern. d.h. einem α-Verhältnis größer als 7,5, die Rechenergebnisse im Wesentlichen den zweidimensionalen Berechnungen entsprechen und diese somit ausreichend genaue Resultate liefern. Referenzsimulationen mit unterschiedlich vorgegebenen Hangneigungen belegen, dass sich bei steileren Talflanken auch bei geringeren α-Verhältnissen eine zweidimensionale Lastabtragung einstellt.

5.5.2 Einfluss der Krümmung

Um den Krümmungsgrad der Mauern zu beschreiben wird die Variable β eingeführt, die durch das Verhältnis des Krümmungsradius zum Krümmungsradius abzüglich der Mauerbreite ausdrückt wird: β = R/(R-B) (vgl. Abb. 5.1). Die β-Werte von deutschen Schwergewichtsmauern variieren üblicher Weise zwischen 1,02 und 1,27. Die vertikale Spannungsverteilung für unterschiedlich gekrümmte 70 m hohe Staumauern mit einem konstanten Verhältnis α = 3,5 ist in Abb. 5.5 dargestellt. Ein β-Wert von 1,0 gilt für geradlinige Mauern und der Wert 1,3 ergibt sich in diesem Fall für Mauern mit einem Krümmungsradius von 225 m. Es ist offensichtlich, dass die gekrümmte Form nur einen relativen geringen Einfluss auf die Spannungsverteilung an der Gründungssohle hat. Bei stark gekrümmten Mauern (β > 1,2) sind die vertikalen Spannungen auf der Wasserseite der Mauer geringfügig größer, da sich die horizontale Wasserdruckbelastung mehr auf die Mauermitte konzentriert. Auf der Luftseite treten dagegen geringere Spannungen auf.

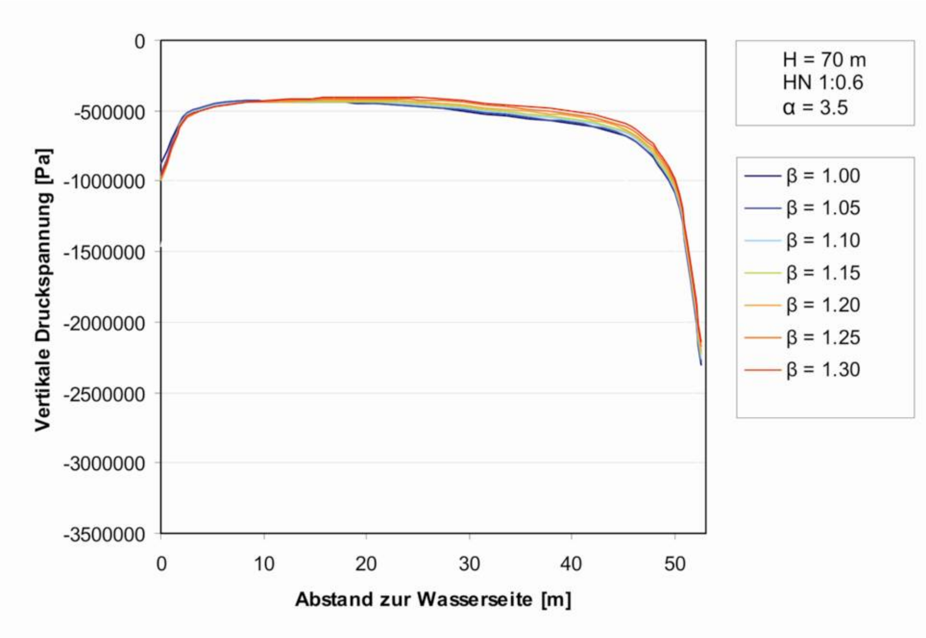


Abb. 5.5: Vertikale Druckverteilung von 70 m hohen Talsperren mit einer Hangneigung von 1:0,6, α = 3,5 und bei unterschiedlichen β - Verhältnissen mit β = R/(R-B)

5.6 Schlussfolgerung

Etwa 30 % der Schwergewichtsmauern in Deutschland besitzen eine α–Verhältnis größer als 7,5. Die Studie zeigt, dass für diese Fälle in erster Linie eine zweidimensionale Unterströmung auftritt und kein räumliches Tragverhalten vorliegt. Weiter 50 % der Mauern haben einen α–Wert zwischen 4,5 und 7,5. Hier wird die Spannungsverteilung lediglich geringfügig durch die Talform beeinflusst. Die verbleibenden 20 % der Mauern sollten mit dreidimensionalen Modellen berechnet werden sofern eine seitliche Lastabtragung in die Talflanken durch vertikale Dehnungsfugen und Maueröffnungen wie beispielsweise Hochwasserentlastungen nicht gestört wird. Weist der Maueruntergrund ein heterogenes, räumliches Trennflächensystem auf, sollten unabhängig von der Mauergeometrie dreidimensionale Berechnungen erfolgen.

Rund die Hälfte der deutschen Schwergewichtsmauern besitzen eine gebogene Mauerkrone. Durch die Krümmung treten auf der Luftseite geringfügig größere Druckspannungen auf. Erst ab einem α kleiner als 4,0 und einem β größer als 1,2 wird darüber hinaus der Sohldruck auf der Luftseite reduziert. Die trifft lediglich auf 10 % der gekrümmten deutschen Schwergewichtsmauern zu.

5.7 Literatur

T. Gebler, S. Wieprecht, W. Marx: Arch Effect of Curved Gravity Dams. ICOLD 78th International Congress on Large Dams, Hanoi, 2010

6 Hydraulische Untersuchungen an einem Bifurkator

Wolfgang Dobler, Helmut Knoblauch und Gerald Zenz

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz

6.1 Kurzfassung

Dieser Artikel präsentiert die Ergebnisse eines hydraulischen Modellversuches, der die Strömungssituation eines Bifurkators zum Inhalt hat. Der Triebwasserweg inkludiert einen Steigstrang, einen 42° Krümmer, den 40° Bifurkator selbst und jeweils einen Konfuser in den abzweigenden Ästen. Im Oberwasser ist eine Beruhigungsstrecke angebracht, um möglichst schnell eine voll entwickelte turbulente Rohrströmung zu erhalten. Mittels Differenzdruckmessung werden für mehrere Durchflussaufteilungen die Verluste bestimmt, die aufgrund der Stromteilung anfallen. Aus den Differenzdruckmessungen werden dann weiters die Verlustbeiwerte ζ mit einem Extrapolationsverfahren, basierend auf der kleinsten Quadratmethode, bestimmt. Mittels Particel Image Velocimetry (PIV) werden an mehreren Stellen in der Installation Geschwindigkeitsprofile aufgenommen. Damit besteht die Möglichkeit, die Rauigkeit aufgrund des logarithmischen Wandgesetzes sowie Sekundärströmungen im Bifurkator zu bestimmen.

6.2 Abstract

In this paper the model test of a Y-bifurcator of a power plant will be introduced. The model test consists of a 42° bend, a straight pipe from the bend to the Y-branch and two branching pipes with a branching angle of 40°. The secondary flow caused by the bend will be made visible by a Particle Image Velocimetry (PIV). The roughness will also be determined with PIV. The downscaling of the hydraulic model test is based on the Reynolds law. This causes too high discharge rates in the model test and an extrapolation with a linear polynomial, based on the least square method, is used to get the discharge rate in respect to the head loss. The head losses and the corresponding local loss coefficient ζ will be presented and compared by either a linear or polynomial extrapolation.

6.3 Einleitung

Bei der Planung und Konstruktion von Druckrohleitungen wasserbaulicher Anlagen stellen die hydraulischen Verluste einen bedeutenden wirtschaftlichen Faktor dar. Neben den Rohrreibungsverlusten bilden die lokalen Verluste den zweiten wichtigen Parameter. Dazu zählen Veränderungen im Querschnitt, Krümmungen, Einbauten auf-

grund von Absperrorganen, Strömungsvereinigungen, Abzweigleitungen und andere mehr. Während die Bestimmung der Rohrreibungsverluste rechnerisch gut abgesichert ist, besteht für die Bestimmung der lokalen Verluste noch immer die Notwendigkeit der Erfassung durch hydraulische Modellversuche.

Für den Fall einer symmetrischen Abzweigung (Bifurkation) wurden die ersten diesbezüglichen Modellversuche in München zwischen 1928 und 1931 durchgeführt. Diese Versuche sind auch als die „Münchner Experimente" in die Literatur eingegangen (Vogel, 1926, Petermann, 1929 & Kinne, 1931). Vogel (1926) untersuchte rechtwinkelige Abzweiger mit Durchmessern von 15 mm bis 45 mm. Die Kanten der Verschneidungen waren dabei entweder abgerundet oder scharfkantig ausgebildet. In seinen Darstellungen bezog er sich auch auf den Einfluss der Druckverluste und dem quadratischen Abfluss. (Petermann (1929) und Kinne (1931) wiederholten die Versuche von Vogel mit Öffnungswinkeln zwischen 40° und 60°. McNown (1954) wiederholte die „Münchner Experiment" im hydraulischen Versuchslabor an der University of Iowa, diesmal mit den zur Verfügung stehenden, genaueren Messaufnehmern und –methoden. Bei einem rechtwinkligen Abzweiger untersuchte er Rohre mit Durchmessern zwischen 12,7 mm und 50,8 mm. (Miller, 1990) bietet in seinen Darstellungen eine Fülle an Verlustbeiwerten für Bifurkatoren. Die Parameter sind dabei das Durchfluss- sowie das Flächenverhältnis zwischen Haupt- und abzweigendem Ast, der Öffnungswinkel und die Ausformung der Verschneidungskante (abgerundet oder scharfkantig).

6.4 Das hydraulische Modell

Das gegenständliche hydraulische Modell wurde im „Tieflabor" des Instituts in einem Maßstab von 1:8,13 aus Plexiglas aufgebaut. Entsprechend dem Reynold'schen Modellgesetz werden die dynamischen Werte (Durchflüsse, Fließgeschwindigkeiten, Zeiten) für das Verhältnis aus Trägheits- zu Reibungskräften in Modell und Prototyp gleich gehalten. Der Bifurkator besteht aus dem Zuflussrohr (Durchmesser 246 mm) und den beiden abzweigenden Rohren mit einem Durchmesser von jeweils 172 mm. Der Öffnungswinkel beträgt 40°, eine innen liegende Sichel dient statischen und strömungstechnischen Gründen. 4,43 m oberhalb der Abzweigung ist ein vertikaler Bogen unter einem Winkel von 42° angeordnet. Weitere 2,95 m darüber dient ein Strömungsgleichrichter zur Ausbildung eines gleichmäßigen Geschwindigkeitsprofiles. Stromab der Abzweigung ist nach 0,45 m ein Konfuser angeordnet, der den Durchmesser des abzweigenden Rohres auf jeweils 0,12 m verringert. Nach diesen beiden jeweils 1,23 m langen Endstücken dienen zwei Kegelstrahlschieber der Steuerung der Durchflüsse (Abb. 6.1). An der Stelle der im Prototypen vorhandenen Pelton Turbinen unterhalb des Konfusors wurde eine 10D lange Rohrlänge eingebaut, um Messungen in einem strömungsberuhigten Bereich zu gewährleisten.

Der Zufluss zum Modell erfolgt aus einem Hochbehälter, wobei der Wasserspiegel im Behälter 13 m über der Rohrachse des Bifurkators liegt. Damit konnte ohne eine weitere Verwendung von Pumpen ein Zufluss von maximal 0,12 m³/s gewährleistet werden. Unter dem Einsatz von Pumpen konnte diese Wassermenge bis auf 0,2 m³/s gesteigert werden, wobei in diesem Fall Drücke bis maximal 1,3 bar auftraten. Nach Durchströmen des Bifurkators wurde das Wasser über Pumpen wiederum dem Hochbehälter zugeführt.

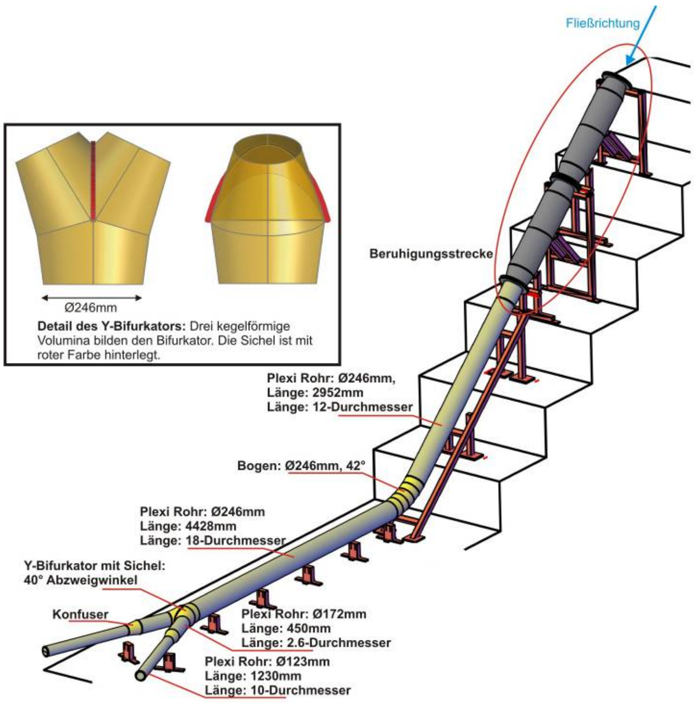


Abb. 6.1: Axonometrische Ansicht des Bifurkators mit der Zu- und Abflusssituation

6.5 Messungen im Modell

Für die Bestimmung des lokalen Verlustbeiwertes ζlokal werden die Druckdifferenzen zwischen zwei Querschnitten sowie die Größe der Durchflüsse benötigt. Die Temperaturbestimmung konnte wegen der gleich bleibenden Werte (ΔT = ±1°C) entfallen.

Die Druckdifferenzen wurden vom Kontrollquerschnitt M1 aus zu den anderen Querschnitten (M2 bis M6, L1 bis L6 und R1 bis R6) erfasst (Abb. 6.2). Jeder Messquerschnitt besteht aus 8 gleichmäßig über den Querschnitt verteilten, entgrateten Bohrungen mit einem Durchmesser von jeweils 1 mm. Die von den Bohrungen ausgehenden Messleitungen wurden zu einem Ringsystem zusammengeführt, um für jede Messung einen Mittelwert über den Querschnitt zu erhalten. Die Differenzdruckmessung erfolgte mittels eines Drucksensors, dessen Genauigkeit ±0,5% des Messbereiches beträgt. Vor jedem Messfall wurde der Sensor mit der Hilfe eines konstanten Wasserspiegels

kalibriert. Das über den Sensor erfasste Signal (4 – 20 mA) wurde von einem Messverstärker erfasst und mittels der Software LabView weiter bearbeitet.

Die Durchflüsse wurden über drei magnetisch-induktive Durchflusszähler im Zuflussbereich und jeweils in den abzweigenden Leitungen gemessen. Die Genauigkeit der Messgeräte beträgt ± 0,5% des Zuflusses.

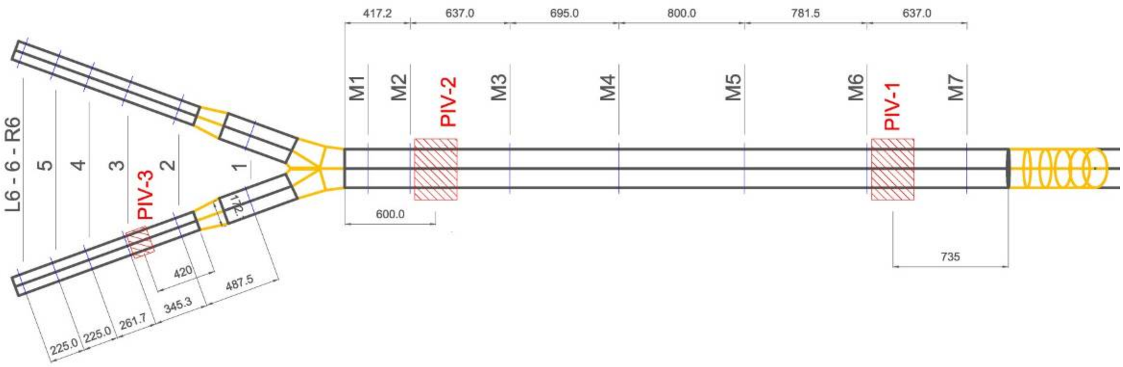


Abb. 6.2: Lage der Messquerschnitte und der PIV-Messungen

6.6 Particle Image Velocimetry Messungen (PIV)

Bei PIV handelt es sich um ein berührungsloses Messverfahren zur zweidimensionalen Bestimmung von Strömungsvektoren in einer Messebene. Das Gerät besteht aus einem doppelt gepulsten Laser, mit dem man in der Strömung eine Lichtebene aufspannt, einer Hochgeschwindigkeitskamera und einer speziellen PIV-Box, um den Effekt des Astigmatismus aufgrund der Krümmung der Rohre zu vermeiden. Die natürlichen, im Förderstrom enthaltenen Teilchen (D = 0,1 mm) werden zur Reflexion herangezogen. Jede der im Modellversuch eingebauten PIV-Boxen ermöglicht die Messung der Strömungsgeschwindigkeiten in 4 Ebenen (Abb. 6.3).

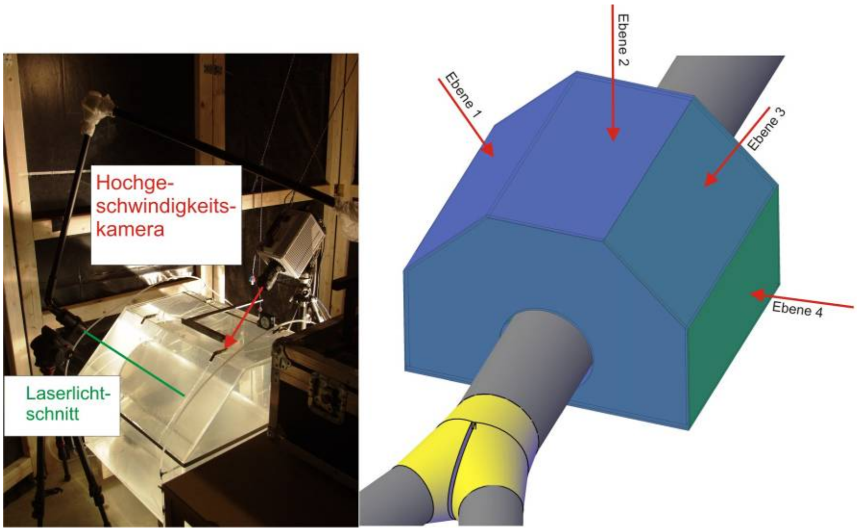


Abb. 6.3: PIV-Box mit Kamera (links), erfasste Messebenen (rechts)

Die Aufnahmezeit des jeweiligen Strömungszustandes betrug 1 Sekunde bei einer Abtastrate von 1 kHz. Mit diesem Ansatz konnten sowohl die achsialen Sekundärströmungen wie auch die Rauigkeit der Plexiglaswand erfasst werden. Als Software zur Verarbeitung der Rohdaten wurde DynamicStudio 2.20.18 der Firma DantecDynamics verwendet.

6.7 Hydraulische Berechnung

Der lokale Verlustbeiwert ζlocal zwischen zwei Querschnitten ist folgendermaßen definiert:

$$\zeta_{lokal} = \frac{\Delta h_{local}}{v_{Hauptast}^2 / 2g} \tag{1}$$

mit

Δh_{local} lokale Verlusthöhe, ohne Berücksichtigung der Rohrreibung

$V_{Hauptast}$ mittlere Geschwindigkeit im Zulaufrohr

Die Bestimmung der lokalen Verlusthöhe erfolgt unter Verwendung der folgenden Gleichungen (Abb. 6.4):

$$\begin{aligned}
&\Delta h_{tot} = \Delta h_{local} + h_f \\
&\Delta h + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h_{tot} \\
&h_f = \lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \,(Darcy - Weisbach) \\
&\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2.0 \;\log\left(\frac{2.51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}} + \frac{k/d}{3.71} \right) (Colebrook)
\end{aligned} \tag{2}$$

mit

Δh_{tot} lokale und Reibungs-Verlusthöhe zwischen Querschnitt 1 und 2

Δh (gemessene) Druckhöhendifferenz zwischen Querschnitt 1 und 2

$\alpha_{1,2}$ Ausgleichsfaktor für eine ungleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung im jeweiligen Querschnitt

h_f Reibungs-Verlusthöhe, mit λ als den Widerstandsbeiwert

k Äquivalente Sandrauhigkeit

Zur Bestimmung der Reibungs-Verlusthöhe hf wurden im Bereich der Bifurkation fünf Ersatzzylinder angesetzt und an diesen die jeweiligen Werte bestimmt.

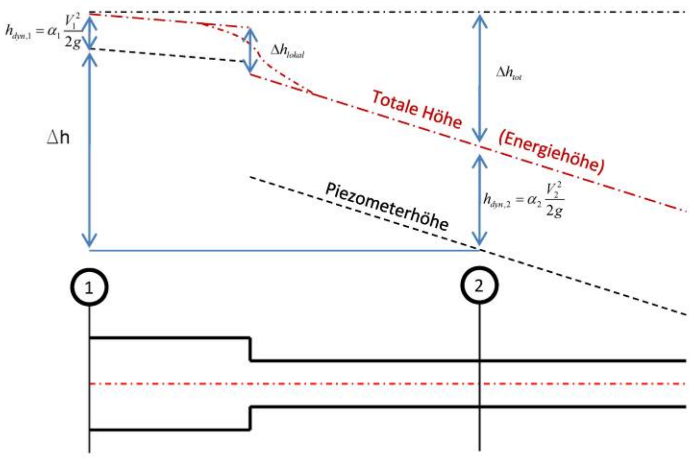


Abb. 6.4: Definition des lokalen Verlustbeiwertes ζlocal

6.8 Extrapolationsverfahren

Basierend auf dem Reynold'schen Modellgesetz müssten zum Erreichen naturähnlicher Geschwindigkeiten diese mit der Maßstabszahl (hier 8,13) multipliziert werden. Da dies im Labor nicht möglich ist wird ein Extrapolationsverfahren angewandt, um die lokalen Verlustbeiwerte in einem der Natur entsprechenden Reynoldszahl-Bereich zu erhalten. Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden die quadratischen Durchflussmengen in Abhängigkeit der gemessenen Druckverluste linear extrapoliert. Diese Art der Extrapolation wurde der Möglichkeit gegenübergestellt, die gemessenen Verlusthöhen in Abhängigkeit der Durchflussmengen mit einer Funktion zweiter Ordnung zu extrapolieren.

Abb. 6.5 zeigt ein Beispiel für die Extrapolation des lokalen Verlustbeiwertes ζ_{local} für die Bifurkation in Abhängigkeit der Reynold'schen Zahl. Zu erkennen sind der Messbereich (rote Kurve) und die daraus extrapolierten Verlustbeiwerte (blaue Kurve). Für eine symmetrische Beaufschlagung der Bifurkation ergibt sich ein konstanter Verlustbeiwert ab einer Reynoldschen Zahl von ca. 1x106. ζ_{local} ist dabei auf den maximalen Verlustbeiwert bezogen (Datenschutz).

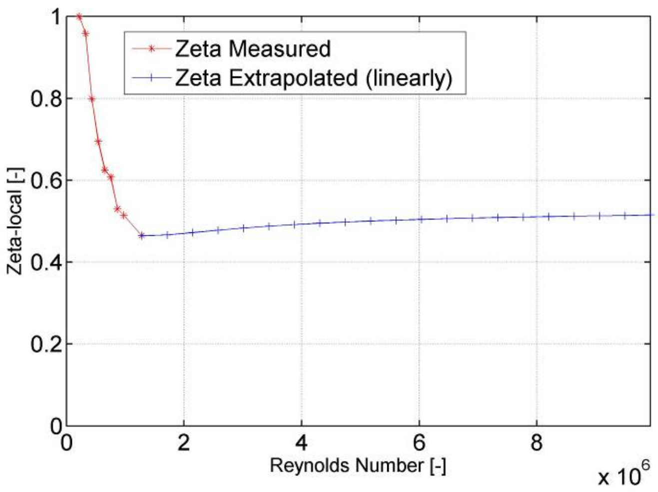


Abb. 6.5: Extrapolation des lokalen Verlustbeiwertes ζlocal

Abb. 6.6 zeigt den Vergleich zwischen der linearen und polynomischen Extrapolationsmethode. Die Verlustbeiwerte sind in Abhängigkeit von den vier Lastfällen aufgetragen und befinden sich alle im hydraulisch rauen Bereich, d.h., dass sie unabhängig von den Reynoldszahlen sind. Der lokale Verlustbeiwert ζ_{local} ist dabei auf den maximalen Verlustbeiwert bezogen (Datenschutz). Die gemessenen und damit auch gerechneten Werte beziehen sich auf die Resultate zwischen den Querschnitten M1-L1, M3-L3, M4-L4, M5-L5 und M6-L6.

Im oberen Bild der Abb. 6.6 erkennt man eine fast identische Entwicklung der Verlustbeiwerte im Unterschied zum unteren Bild. Dies ergibt sich daraus, da ja die Reibungsverluste h_f bereits subtrahiert sind und auch keine einflussreichen Sekundärströmungen im Rohr gegeben sind. Im unteren Bild der Abb. 6.6 hingegen zeigen sich für den Lastfall LC1-left große Abweichungen der Werte untereinander und sogar negative Verlustbeiwerte (Lastfall LC2-left, LC4-right). Auch gleichen die Werte nicht in der Art wie es im oberen Bild gezeigt wird.

Aus diesen und weiteren Vergleichen wurde die lineare Extrapolationsmethode als geeignetere zur Bestimmung der lokalen Verlustbeiwerte herangezogen.

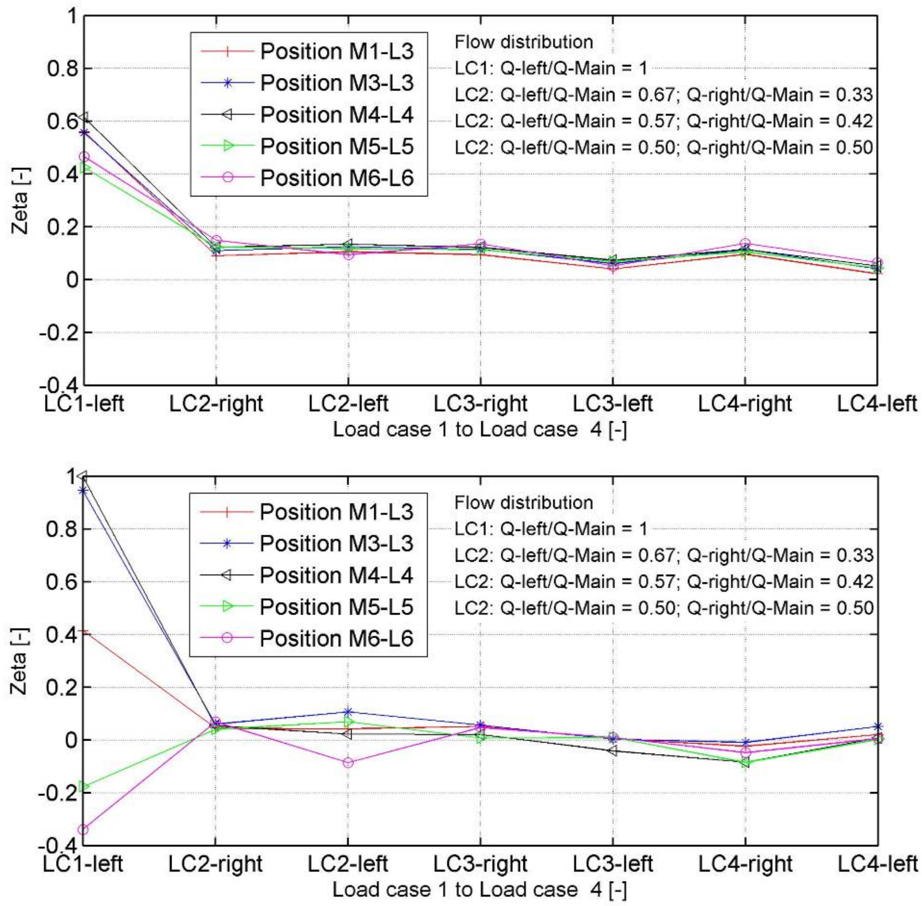


Abb. 6.6: Vergleich zwischen der linearen (oben) und quadratisch-polynomischen (unten) Extrapolationsmethode

6.9 Bestimmung der Rauheit

Zur Bestimmung des Widerstandsbeiwertes λ muss der Wert für die äquivalente hydraulische Sandrauheit k definiert werden. Eine einfache Möglichkeit dieser Bestimmung erhält man aus der Auswertung der Messergebnisse der Druckdifferenzen zwischen zwei Querschnitten in Bereichen mit einem linearen Drucklinienverlauf. Diese Situation war im gegenständlichen Fall zwischen dem Krümmer und der Bifurkation, sowie im Bereich unterhalb des Konfusors gegeben. Der aus der Literatur (Preißler & Bollrich, 1985) zu entnehmende Wert für Plexiglas beträgt 0,0015 mm.

Abb. 6.7 zeigt für diesen Fall des linearen Drucklinienabfalls den Verlauf der äquivalenten hydraulischen Sandrauheit *k* [mm] in Abhängigkeit der Strömungsgeschwindigkeiten für den Hauptast (Zuströmung) sowie für die abzweigenden Äste. Die Grundlage der Berechnung stellten die Messungen der Druckdifferenzen zwischen zwei Querschnitten dar. Wegen der allgemeinen Rauigkeitseinflüsse entlang des Rohres (z.B. Stoßverbindungen, Klebestellen, etc.) wurde im gegenständlichen Fall für den Hauptast

ein Wert von k = 0,01 mm und für die abzweigenden Äste ein Wert von k = 0,019 mm erhalten.

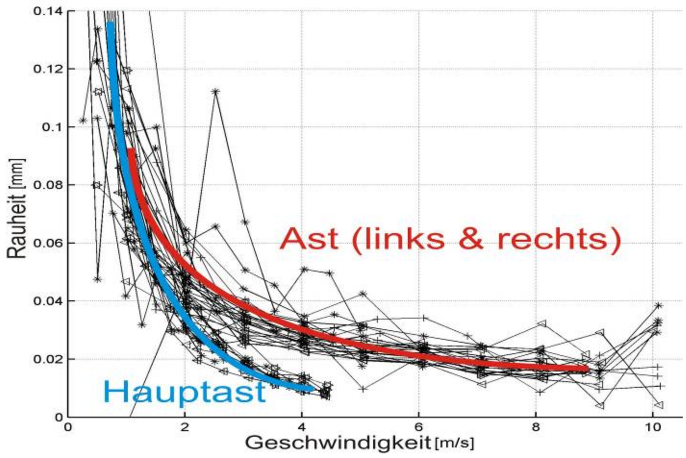


Abb. 6.7: Absolute hydraulische Rauheit k [mm] in Abhängigkeit der Strömungsgeschwindigkeit

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der äquivalenten hydraulischen Rauheit k besteht in der Verwendung des logarithmischen Geschwindigkeitsverlaufes lt. von Karman (von Kármán, 1930).

$$\frac{u}{u^*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{y}{k} + 8{,}5 \qquad (3)$$

mit

u achsiale Geschwindigkeit im Abstand y

u^* Schubspannungsgeschwindigkeit

κ von Karman Konstante; 0,41

y Abstand normal zur Berandung

k äquivalente hydraulische Rauheit

Mittels PIV-Messungen konnten die wandnahen Strömungsgeschwindigkeiten gemessen und daraus die äquivalente hydraulische Rauheit k bestimmt werden (Abb. 6.8). Für den wandnächsten, mittels PIV messbaren Punkt errechnet sich ein Wert von k = 0,0187 mm. Für die weiteren Berechnungsschritte wurde daher ein Wert für die absolute hydraulische Rauheit von k = 0,019 mm verwendet.

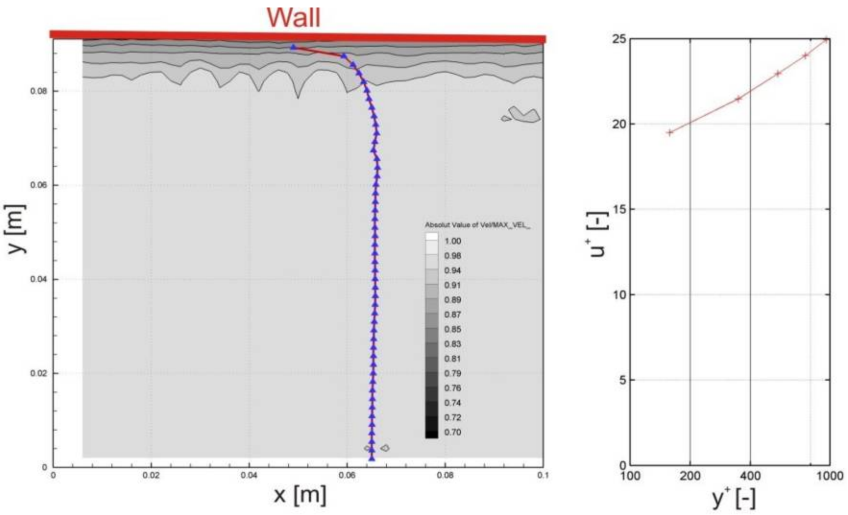


Abb. 6.8: Geschwindigkeitsprofil (blau) und Kontourplot in Wandnähe im Profil PIV-2 (links); Logarithmische Geschwindigkeitsverteilung u^+ =u/u* in Abhängigkeit von y^+=y u*/v (rechts)

6.10 Geschwindigkeitshöhenausgleichswert

Wegen der Krümmung vor der Bifurkation verbleibt eine gewisse Rest-Sekundärströmung in dem Rohr. PIV-Messungen wurden auch hier verwendet, um den Ausgleichsfaktor α für diese ungleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung bestimmen zu können:

Fehler! Es ist nicht möglich, durch die Bearbeitung von Feldfunktionen Objekte zu erstellen. (4)

Abb. 6.9 zeigt das Geschwindigkeitsprofil im Querschnitt PIV-2 für alle 4 gemessenen Ebenen Plane 1-4. Das ungleichmäßige Profil wird durch eine Sekundärströmung, hervorgerufen durch den Krümmer, verursacht. Der berechnete Mittelwert für den Geschwindigkeitshöheausgleichswert ergibt sich mit α = 1,08. Dies gilt bei einer symmetrischen Beaufschlagung und einem Gesamtdurchfluss von Q = 80l/s.

Für den asymmetrischen Lastfall mit einer Beaufschlagung des linken Abzweigerteiles von Q = 80 l/s erhöht sich der Wert geringfügig auf α = 1,10. Weitere Lastfälle ergaben ähnliche Werte, weshalb für den Bereich oberhalb der Bifurkation ein α = 1,08 verwendet wurde.

Unterhalb der Bifurkation ergab sich für α = 1,04, entsprechend der gleichrichtenden Funktion des Konfusors.

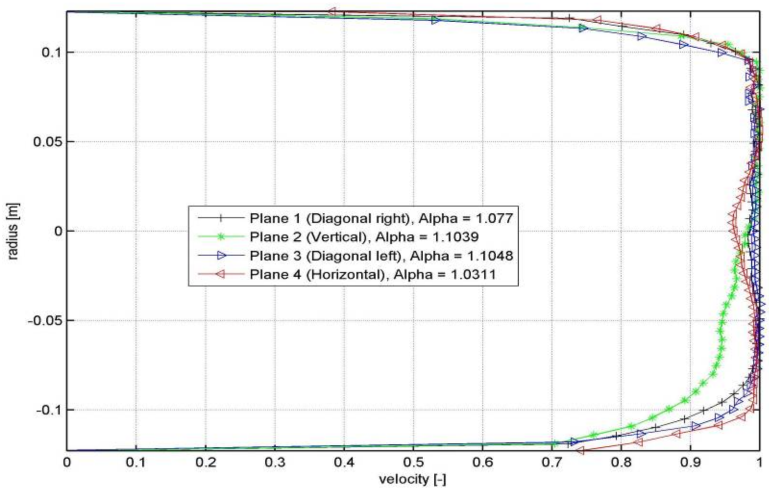


Abb. 6.9: Geschwindigkeitsprofile (dimensionslos) im Querschnitt PIV-2, Ebenen Plane 1-4

6.11 Zusammenfassung

In einem hydraulischen Modellversuch wurde eine Bifurkation mit einem Öffnungswinkel von 40° umfangreichen Messungen unterworfen. Der Modellmaßstab betrug 1:8,13. Hauptaugenmerk lag auf der Bestimmung des lokalen Verlustbeiwertes für den Abzweiger. Dazu wurden Druckdifferenzen zwischen zwei Querschnitten gemessen und die Werte in weiterer Folge über ein Extrapolationsverfahren weiter verarbeitet. Zwei Verfahren wurden miteinander verglichen und die daraus erhaltenen Ergebnisse analysiert. Weitere Ergebnisse ergaben sich aus den durchgeführten Particel Image Velocimetry-Messungen, die in drei Querschnitten durchgeführt wurden. Basierend auf diesen Messungen konnte der Wert für die absolute hydraulische Rauheit und Geschwindigkeitshöhenausgleichswerte für die Bereiche ober- und unterhalb der Bifurkation bestimmt werden.

6.12 Literatur

Kinne, L. (1931): Beitrag zur Kenntnis der hydraulischen Verluste in Abzweigstücken. Mitteilung des Hydr. Institutes der TH München, 4.

McNown, J. S. (1954): Meachanics of manifold flow. American society of civil engineers, 119, 1103.

Miller, D. (1990): Internal Flow System (2 ed., pp. 1-396). Cranfield, Bedford MK43 0Aj, UK: BHRA (Information Services).

Petermann, F. (1929): Der Verlust in schiefwinkligen Rohrverzweigungen. Mitteilung des Hydr. Institutes der TH München, 3.

Preißler, G., & Bollrich, G. (1985): Technische Hydromechanik. (W. Möller) (2 ed., pp. 1-549). Berlin: VEB-Verlag für Bauwesen.

Vogel, G. (1926): Untersuchung über den Verlust in rechtwinkligen Rohrverzweigungen. Mitteilung des Hydr. Institutes der TH München, 1, 75-90.

von Kármán, T. (1930): Mechanische Ähnlichkeit und Turbulenz. Third Int. Congr. Applied Mechanics, Stockholm, 85-105.

7 Überprüfung der Verklausungssicherheit von Brücken anhand eines physikalischen Modells

Andreas Sendlhofer und Bernhard Gems

Arbeitsbereich Wasserbau, Institut für Infrastruktur, Universität Innsbruck

7.1 KURZFASSUNG

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit dem Prozess der Verklausung von Brückenbauwerken. Anhand eines physikalischen Modells werden im Sinne einer Fallstudie für eine Bandbreite an zu erwartenden Hochwasserereignissen die Aufstauhöhen und Rückstaulängen oberstrom eines Brückenbauwerks erfasst. Die Ergebnisse zeigen einerseits eine strenge Abhängigkeit der Messparameter von der Zusammensetzung des Schwemmholzes bzw. den topografischen Gegebenheiten (Brückenquerschnitt, Böschungsniveau, usw.), andererseits aber auch eine markante Streuung in Abhängigkeit des Zeitintervalls der Holzzugabe. Die Erkenntnisse des Modellversuchs stellen notwendige Grundlagen für weitere Modellierungsarbeiten dar, beispielsweise für die Ermittlung von Überflutungsflächen anhand eines 2D-numerischen Modells unter Einbeziehung der ermittelten Aufstauhöhen und Rückstaulängen.

7.2 ABSTRACT

The present paper deals with log jam processes at bridges. In terms of a case study backwater effects are evaluated for certain discharges within a hydraulic model test. On the one side the measurements clearly show a dependency of damming up and backflow on the consistence of the driftwood and the topography in the surrounding area of the bridge (cross section bridge, top of embankment, etc.). On the other side the variation of the results depending on the time interval of the driftwood input is obvious. The information provided within this hydraulic model test represents the basis for further investigations such as the calculation of flooded areas by setting up a 2D-numerical model and incorporating the results for damming up and backflow.

7.3 Einführung

Hochwasserereignisse im alpinen Raum sind häufig charakterisiert durch die Mitführung von Schwemmholz im Gewässer. Ein ungewolltes Zurückhalten, beispielsweise in Flussbettverengungen oder bei Kunstbauten, kann großen Schaden an der angrenzenden Infrastruktur verursachen. Konzepte zum Schwemmholzmanagement befassen sich vorwiegend mit dem Rückhalt im Einzugsgebiet und einer schadlosen Weiterlei-

tung (Bezzola 2001). Physikalische Modellversuche zur Verklausungssicherheit von Brücken, d.h. der Gefahr der teilweisen oder vollständigen Verlegung des Gerinnequerschnittes infolge Holz (Rimböck 2003), betrachten die Wahrscheinlichkeit von Verklausungen an sich anhand von Fallstudien (z.B. (Bezzola, Gantenbein et al. 2002)). Verklausungsprozesse im Allgemeinen und die Auswirkungen auf die hydraulischen Verhältnisse im Speziellen als unmittelbare Folge dieser Prozesse sind derzeit Gegenstand intensiver Forschung.

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit der systematischen Ermittlung von Aufstauhöhen und Rückstaulängen, verursacht durch Verklausungsprozesse an einem ausgewählten Brückenbauwerk, anhand eines physikalischen Modells im Maßstab M 1:45. Die Ergebnisse bilden die nötige Datengrundlage für die Implementierung in numerische Modelle zur Berechnung von Überflutungsflächen und im Weiteren zur Ermittlung von Hochwasserschäden (Gems, Achleitner et al. 2009).

7.4 Physikalisches Modell

Gegenstand des physikalischen Modellversuches ist ein Flussabschnitt der Ötztaler Ache (Tirol) im Gemeindegebiet von Sölden. Der Flussabschnitt von etwa 400 m Länge weist ein durchschnittliches Gefälle von ca. 0.75 % auf, orografisch rechts mündet ein Wildbach aus einem 48 km² großen, unbebauten und teilweise bewaldeten Einzugsgebiet. Unmittelbar unterstrom dieser Einmündung befindet sich ein Brückenbauwerk. Abb. 7.1 zeigt einen Ausschnitt des physikalischen Modells sowie den Brückenquerschnitt:



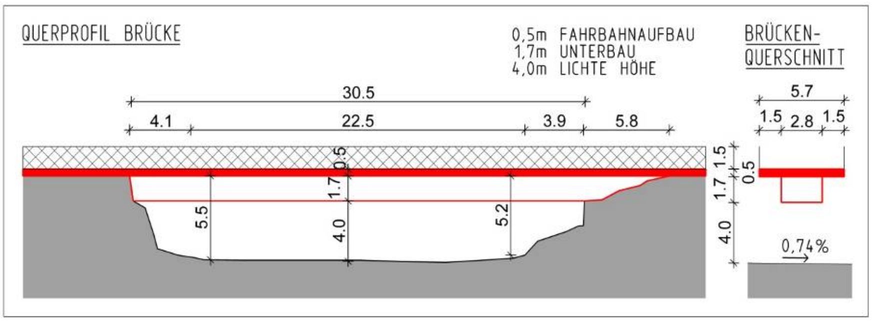


Abb. 7.1: links: physikalisches Modell (M 1:45); rechts: Brückenquerschnitt (Naturmaß; nicht maßstäblich dargestellt)

Die Wahl des Modellmaßstabes richtet sich grundsätzlich nach mehreren Aspekten, in der Regel wird jener wirtschaftlichste und praktikabelste Modellmaßstab gewählt, bei welchem die relevanten Prozesse noch ohne Maßstabseffekte abgebildet werden können. Modelle zur adäquaten Abbildung von Geschiebetransportvorgängen setzen Feststoff-Reynolds-Zahlen größer 60 – 80 voraus (u.a. in (Aufleger 2005)). Im folgenden Shields-Diagramm sind die im Modell abgebildeten Transportzustände bei verschiedenen Abflüssen für die Maßstäbe M 1:45, M 1:50 und M 1:100 dargestellt:

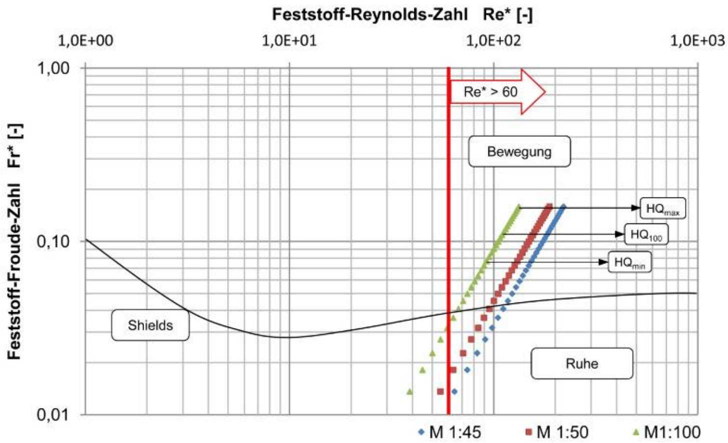


Abb. 7.2: Shields-Diagramm mit den abzubildenden Abflüssen für die Maßstäbe M 1:45, M 1:50 und M 1:100 (nach (Shields 1936); adaptiert)

In Anbetracht einer möglichst optimalen Abbildung von Schwemmholzmaterial und -zusammensetzung wird der Maßstab M 1:45 gewählt.

Menge und Zusammensetzung des zugegebenen Schwemmholzes stellen wesentliche Modellparameter dar. Die Abschätzung der Menge während eines Hochwasserereignisses erfolgt nach (Rickenmann 1997):

$$H = 45 \cdot EZG^{2/3} \quad [m^3] \tag{1}$$

H stellt darin die Menge des lose angehäuften Holzes in [m³] dar, EZG ist die Fläche des Einzugsgebietes in [km²]. Dieser Parameter bezieht einerseits die zur Verfügung stehende Holzmenge im Einzugsgebiet und andererseits die Größe des zu erwartenden Hochwasserabflusses ein. Mit einem Gesamteinzugsgebiet von 423 km² ergeben sich 2535 m³ Schwemmholz. Umgerechnet auf das Modell und unter Annahme einer mittleren Holzdichte von 500 kg/m³ und einem mittleren Auflockerungsfaktor von 3.5 (Lange und Bezzola 2006) ergibt sich eine Schwemmholzmasse von 4.02 kg für die Versuchsdurchführung.

Die Bestimmung der Schwemmholzzusammensetzung basiert auf Beobachtungen vergangener Hochwasserereignisse aus der Schweiz (Lange und Bezzola 2006): Abb. 7.3 (links) zeigt die beobachteten Holzdurchmesser und -längen, entsprechend (Lange und Bezzola 2006) erfolgt eine Einteilung in kleine (< 13 %), mittlere (13 % < x < 60 %) und große (> 60 %) Abmessungen. Umgerechnet auf den Modellmaßstab ergeben sich Vorgaben für die Zusammensetzung der Schwemmholzmischung entsprechend Tab. 7.1. Im Zuge der Versuchsdurchführung werden schließlich 3 Mischungen verwendet, welche sich durch den Grad der Verästelung der einzelnen Hölzer voneinander unterscheiden. Abb. 7.3 (rechts) zeigt diese Mischungen SHA, SHB und SHC. Die Mischung SHA ist hierbei jene mit den meisten Verästelungen, SHB weist keine nennenswerten Verästelungen auf, SHC stellt eine Mischung aus SHA und SHB dar.

Das Versuchsprogramm sieht die Untersuchung von Abflusszuständen zwischen HQ_{10} und HQ_{200} vor, es werden fünf Abflüsse (163 m³/s, 300 m³/s, 360 m³/s, 435 m³/s, 523 m³/s) im jeweils stationären Zustand betrachtet, wobei die Zugabe des Schwemmholzes schubartig innerhalb eines definierten Zeitintervalls erfolgt. Die hier dargestellten Versuchsergebnisse sind das Ergebnis einer ersten Betrachtung ohne Geschiebezugabe, die Sohle wird hierfür mit einem Bindemittel auf einem konstanten Niveau fixiert. Insgesamt wurden 145 Versuchsläufe durchgeführt. Neben dem Einfluss von Abfluss und Schwemmholzmischung auf die Ergebnisse werden auch der Einfluss des Zugabeintervalls sowie die Streuung der Ergebnisse untersucht.

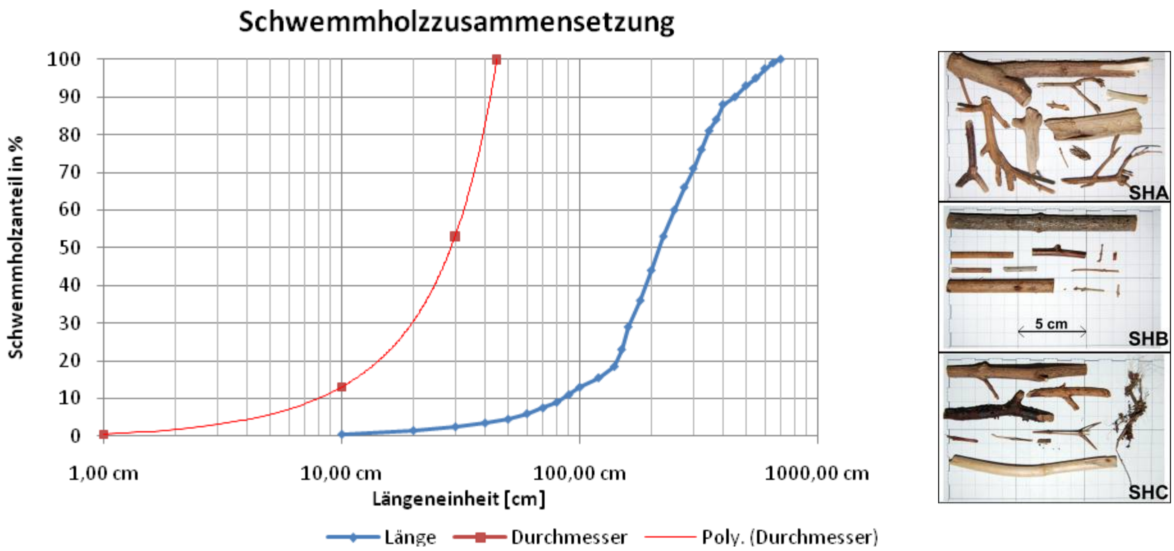


Abb. 7.3: links: Schwemmholzzusammensetzung (Naturmaß); rechts: verwendete Mischungen SHA, SHB, SHC (Modellmaß)

Tab. 7.1: Schwemmholzzusammensetzung – Fraktionen (Modellmaß)

				Gesamt
Schwemmholzlänge [cm]	0,2 - 2,2	2,2 - 5,0	5,0 - 15,6	0,2 - 15,6
Schwemmholzdurchmesser [cm]	<0,22	0,22 - 0,67	0,67 - 1,00	<1,00
Prozent	13%	40%	47%	100%
Gewicht [kg]	0,52	1,61	1,89	4,02

7.5 Ergebnisse

Abb. 7.4 zeigt die gemessenen Wasserspiegel für den 100-jährlichen Abfluss nach gegebenenfalls vollständiger Entwicklung eines Verklausungsteppichs im Brückenbereich. Die Linien stellen jeweils die Mittelwerte aus drei identischen Versuchsläufen dar. Als Nullpunkt der Kilometrierung dient die Vorderkante der Brücke. Das Diagramm verdeutlicht, dass der Rückstau bei Verwendung der Mischungen SHA und SHC beinahe

ident ist. Bei allen Versuchsläufen mit diesen beiden Schwemmholzmischungen stellt sich eine Verklausung über den gesamten Brückenquerschnitt ein. Für den Abfluss HQ100 stellt sich ein Wasseraufstau von etwa 1 m ein, die Stauwurzel liegt cirka 125 m oberstrom der Brücke. Der bei Reinwasserabfluss beobachtbare Wechselsprung unmittelbar unterstrom der Brücke ist nicht mehr vorhanden. Versuche mit der Mischung SHB weisen hingegen nur einen geringen Verklausungsgrad an den Brückenauflagern auf. Es erfolgt kein richtiger Rückstau, vielmehr eine Wellenberuhigung im Brückenbereich. Der Wasserspiegel ist hier bereits 40 m oberstrom der Brücke ident mit jenem der Reinwasserbetrachtung.

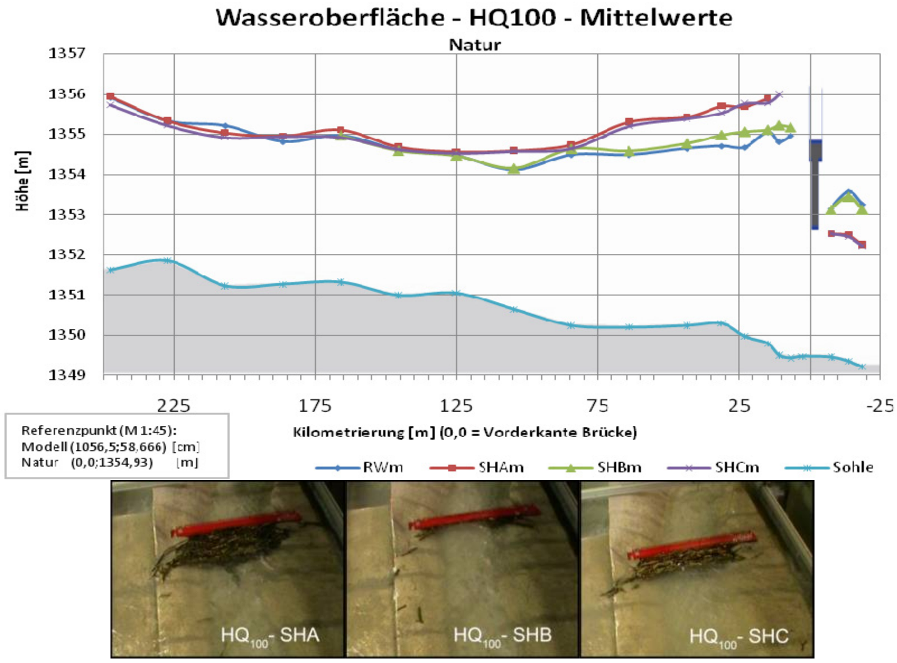


Abb. 7.4: oben: Mittelwert der gemessene Wasserspiegellagen für Reinwasser, SHA, SHB und SHC bei HQ100; unten: Verklausungsteppich im Brückenbereich für SHA, SHB und SHC bei HQ100

In der folgenden Tabelle sind alle 145 durchgeführten Versuchsläufe nach dem Verklausungsgrad charakterisiert. V bedeutet hier eine vollständige Verklausung des Querschnittes, T steht für eine teilweise Verklausung, K bedeutet, dass sich keine Verklausung ausbildet.

Im Allgemeinen ist ersichtlich, dass bei Verwendung von Schwemmholzmischungen mit Verästelungen mit Ausnahme von HQ_{min} bei allen Abflüssen eine Vollverklausung auftritt. Aus der Variation der Zugabezeit des Holzes ist zu erkennen, dass bei geringen Abflüssen und langer Zugabezeit die gegenseitige Beeinflussung der Hölzer fehlt und dadurch auch die Charakteristik und Ausbreitung des Verklausungsteppichs entsprechend variiert. Sie fällt im Allgemeinen aber kleiner aus, die Gefahr einer Vollverklausung ist geringer. Dieser Effekt tritt auch bei den Versuchen mit glatten Hölzern (SHB) auf, wobei in dem Fall dadurch auch der Grad der Verklausung abnimmt. Aus (Rimböck

2003) geht ebenfalls hervor, dass sich beim „komprimierten“ Transport von Schwemmholz mit größerer Wahrscheinlichkeit Probleme an Engstellen im Gewässer ergeben. Ein weiteres Merkmal bei verlängerter Zugabezeit ist die Verdichtung bzw. Komprimierung des Verklausungsteppichs.

Die Aufstauhöhen bzw. Rückstaulängen fallen für geringere Abflüsse, bedingt durch das größere Einstauvolumen im Gerinne, generell größer aus. Abb. 7.5 zeigt diesen Zusammenhang für die Versuchsläufe mit den Mischungen SHA und SHC für die Brückengeometrie entsprechend Abb. 7.5 und einer Variante mit zusätzlich eingebautem Mittelpfeiler. Durch die geringe lichte Höhe von 4,0 m zwischen Flusssohle und Brückenunterkante ist bei Reinwasserabfluss bereits ab HQ_{25} ein Einstau der Brücke vorhanden. Ausuferungen über die Uferböschungen stellen sich ab HQ_{100} ein, entsprechend nimmt bei großen Abflüssen der Abflussanteil über die Böschungen stark zu, die Lage der Stauwurzel bleibt unverändert.

Tab. 7.2: Versuchsläufe, charakterisiert nach dem Verklausungsgrad

Schwemmholzmischung	Zugabezeit	HQ_{min}			HQ25			HQ50			HQ100			HQ_{max}			RW	
		V	T	K	V	T	K	V	T	K	V	T	K	V	T	K		
SHA	<3min	6			6			6			6			6				
SHB	<3min		2	2		3	1		5	1		5	1		6			
SHC	<3min	14	3	1	6			6			6			18				
	≥9min		7	2										8	1			
Summe		20	12	5	12	3	1	12	5	1	12	5	1	32	7	0	17	145

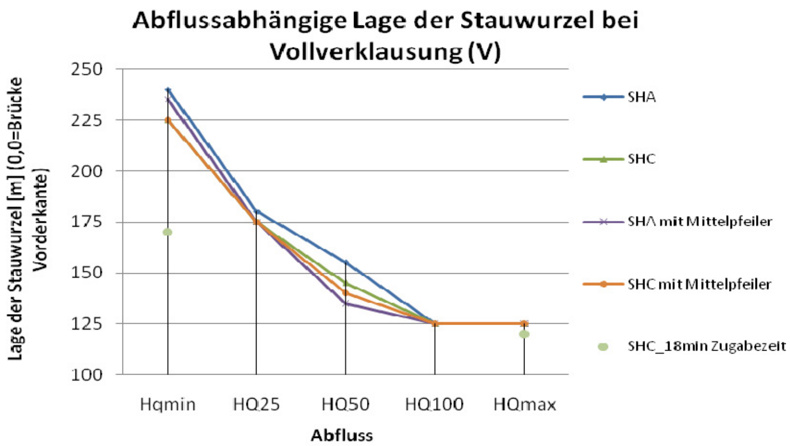


Abb. 7.5: Abhängigkeit der Rückstaulänge vom Abfluss

7.6 Zusammenfassung und Ausblick

Auf Basis der hier vorgestellten Versuchsergebnisse können einige wesentliche Erkenntnisse hinsichtlich der Bildung von Verklausungen und den damit verbundenen Auswirkungen gewonnen werden:

- Schwemmholzmischung – Länge, Durchmesser, Verästelungsgrad

Die Verklausungswahrscheinlichkeit aber auch die Ausbreitung des Verklausungsteppichs nimmt mit dem Grad der Verästelungen der Mischung zu. Wesentlichen Einfluss hat hier auch das Verhältnis von maximaler Stammlänge zu Sohlbreite bzw. lichter Höhe (vgl. (Bezzola, Gantenbein et al. 2002)).

- Zugabezeit

Der Grad der Verklausung sinkt mit Erhöhung des Zugabeintervalls des Holzes. Bei größerem Zugabeintervall bildet sich ein kleinerer aber verdichteter Verklausungsteppich aus.

- Beginn der Verklausung

Mit Beginn der Verklausung und damit Reduzierung des Brückenquerschnitts steigt die Wahrscheinlichkeit, dass weiteres Holz zurückgehalten wird. Je früher erste Hölzer zurückgehalten werden, desto größer ist die Ausbreitung des Verklausungsteppichs.

- Abfluss

Der Einfluss des Abflusses spielt ab einem gewissen Schwellenwert eine eher untergeordnete Rolle für das Auftreten der Verklausung. Jedoch hat die Wassermenge einen Einfluss auf die Verdichtung und Kompaktheit der Schwemmholzansammlung.

Die hier dargestellten Ergebnisse basieren auf Versuchsläufen mit fixierter Sohle ohne dynamische Geschiebezugabe, sie resultieren aus einer stationären Betrachtung. Im weiteren Verlauf erfolgt eine instationäre Betrachtung unter Berücksichtigung des Geschiebetransportes. Sowohl die komplexen Vorgänge im Brückenbereich (Ausbildung von Kolken, Remobilisierung von Holz, …) aber auch veränderte Bedingungen beim Transport bzw. bei der Mobilisierung im Gerinne oberstrom des Bauwerks bei geringeren relativen Abflusstiefen (Bezzola, Gantenbein et al. 2002) können hierbei erfasst werden. Des Weiteren werden die gemessenen Aufstauhöhen und Rückstaulängen in einfacher Weise (Querschnittsreduktion, Sohlerhöhung,…) in ein 2D-numerisches Modell zur Überflutungsberechnung eingearbeitet.

7.7 Literatur

Aufleger, M. (2005). Flussmorphologische Modelle - Grundlagen und Anwendungsgrenzen.

Bezzola, G. R. (2001). "Schwemmholz - Rückhalt oder Weiterleitung?" Wasser, Energie, Luft 93. Jahrgang, Heft 9/10: 247-252.

Bezzola, G. R., S. Gantenbein, et al. (2002). Verklausung von Brückenquerschnitten. Internationales Symposium 2002 in Zürich - Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau. H. u. G. d. E. T. H. Z. Versuchsanstalt für Wasserbau. Zürich: 87-97.

Gems, B., S. Achleitner, et al. (2009). Flood control management for an alpine valley in Tyrol - an integrated hydrological-hydraulic approach. 33rd Congress of the International Association of Hydraulic Engineering and Research (IAHR), "Water for a Sustainable Environment". Vancouver, British Columbia, Canada, IAHR/IWA: pp. 1779-1786.

Lange, D. und G. R. Bezzola (2006). Schwemmholz - Probleme und Lösungsansätze. VAW - Mitteilungen. P. D.-I. H.-E. Minor. Zürich, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich. 188.

Rickenmann, D. (1997). "Schwemmholz und Hochwasser." Wasser, Energie, Luft 89. Jahrgang, Heft 5/6: 115-119.

Rimböck, A. (2003). Schwemmholzrückhalt an Wildbächen - Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperren. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft. U.-P. D.-I. T. Strobl. München, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München. Nr. 94.

Shields, A. (1936). "Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung." Mitteilung der Preußischen Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau Heft 26.

8 Hydraulische Modellversuche Odertalsperre

Holger Haufe

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden

8.1 Kurzfassung

Im Auftrag der Harzwasserwerke GmbH wurden zur Vorbereitung der geplanten Sanierungen an der Odertalsperre 2008/09 im Hubert-Engels-Labor des Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) der TU Dresden hydraulische Modellversuche durchgeführt. Die Untersuchungen erfolgten an physikalischen und hydronumerischen Teilmodellen. Im Rahmen mehrerer Versuchsreihen konnte die hydraulische Leistungsfähigkeit und die Funktionstüchtigkeit der Gesamtanlage im zukünftig sanierten Zustand für drei Lastfälle einschließlich PMF nachgewiesen werden. Durch Variantenuntersuchungen wurden Optimierungspotenziale aufgezeigt. Die Versuchsergebnisse der hydraulisch optimierten Einzelmaßnahmen bilden die Grundlage für effiziente Sanierungsarbeiten zur weiteren Gewährleistung der Hochwassersicherheit der Odertalsperre für die nächsten Generationen.

8.2 Abstract

On behalf of the Harzwasserwerke GmbH the Hubert-Engels-Laboratory of the Institute for Hydraulic Engineering and Technical Hydromechanics of TU Dresden accomplished hydraulic model tests in 2008/09 in preparation for the planned rehabilitation works of the Oder reservoir. The investigations were carried out at physical and hydronumeric partial models. With several test series the hydraulic efficiency and the efficiency of the future rehabilitated overall system could be proven for three load cases including PMF. Potentials for optimization were pointed out by investigations of variants. The test results of the hydraulically optimized individual measures form the basis for efficient rehabilitation works in order to guarantee the safety against dam overtopping of the Oder dam for the next generations.

8.3 Einleitung

8.3.1 Odertalsperre

Am Südwestrand des Harzes wurde zwischen 1930 und 1933 bei Bad Lauterberg (Niedersachsen) die Odertalsperre errichtet, die dem Hochwasserschutz, der Energieerzeugung und der Niedrigwasseraufhöhung des Unterlaufes der Oder in Trockenzeiten dient. Die Gesamtanlage besteht neben der 56 m hohen Hauptsperre (Erddamm

mit Betonkern) aus einem unterhalb gelegenen Ausgleichsbecken (ca. 200 m x 700 m), das wiederum durch einen 7,5 m hohen Erddamm mit integrierter Wehranlage begrenzt wird. Das Reservoir der Hauptsperre und das Ausgleichsbecken wurden bis Anfang der 1990er Jahre als Pumpspeicherkraftwerk betrieben.

8.3.2 Aufgabenstellung

Zur sicheren Ableitung extremer Hochwasser existiert am linken Hang der Hauptsperre eine Hochwasserentlastungsanlage (HWE) aus Beton, die nach fast 80 Jahren Schäden aufweist, die einer Sanierung bedürfen. Aus Sicherheitserwägungen soll außerdem die Wehranlage am Ende des Ausgleichsbeckens umgebaut werden. Für den Betreiber, die Harzwasserwerke GmbH aus Hildesheim, wurden deshalb 2008/09 zur Vorbereitung der geplanten Sanierungen hydraulische Modellversuche zur HWE, zur Wehranlage am Abschlussdamm des Ausgleichsbeckens und zum Ausgleichsbecken selbst durchgeführt (IWD 2009).

8.4 Modelle

8.4.1 Modellbau

Die Untersuchungen erfolgten an drei Teilmodellen. Im Hubert-Engels-Labor des Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden wurden physikalisch im Maßstab M 1:25 die HWE (Teilmodell 1) und im Maßstab M 1:20 die Wehranlage (Teilmodell 2) untersucht. Die Versuchsstände der Teilmodelle 1 und 2 wurden auf Unterkonstruktionen aus Holz errichtet und die wasserumströmten Bereiche mit dem Material FOREX®-CLASSIC ausgebildet. Diese leicht geschäumte, geschlossenzellige Hartschaumstoffplatte mit einer besonders feinzelligen, homogenen Struktur weist trotz ihres geringen Gewichtes eine hohe Eigensteifigkeit auf und bleibt auch nach umfangreicher Bearbeitung stabil.

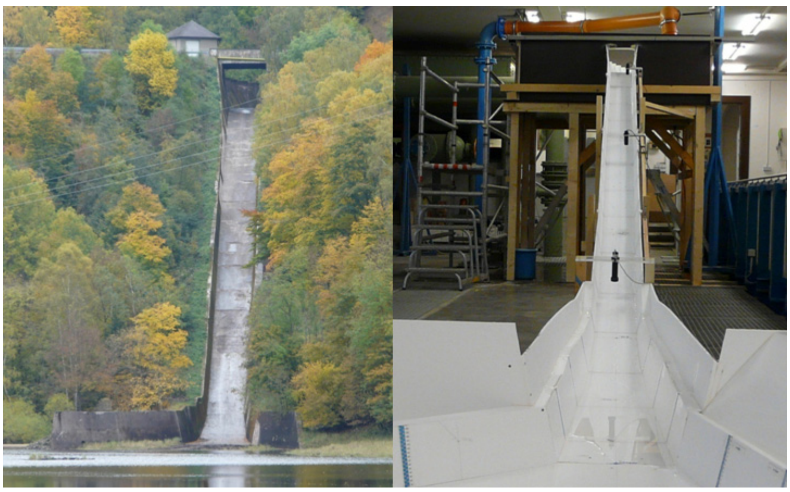


Abb. 8.1: HWE - Schussrinne - Naturbauwerk und physikalisches Modell M 1:25

Für das Ausgleichsbecken (Teilmodell 3) wurde wegen des erforderlichen ungünstigen Modellmaßstabs und den damit verbundenen hohen Kosten von einem flächenintensiven physikalisch-hydraulischen Modell abgesehen. Stattdessen erfolgte die Untersuchung der hydraulischen Verhältnisse im Ausgleichsbecken unter Verwendung eines zweidimensionalen (2d) hydrodynamisch-numerischen (HN) Modells.

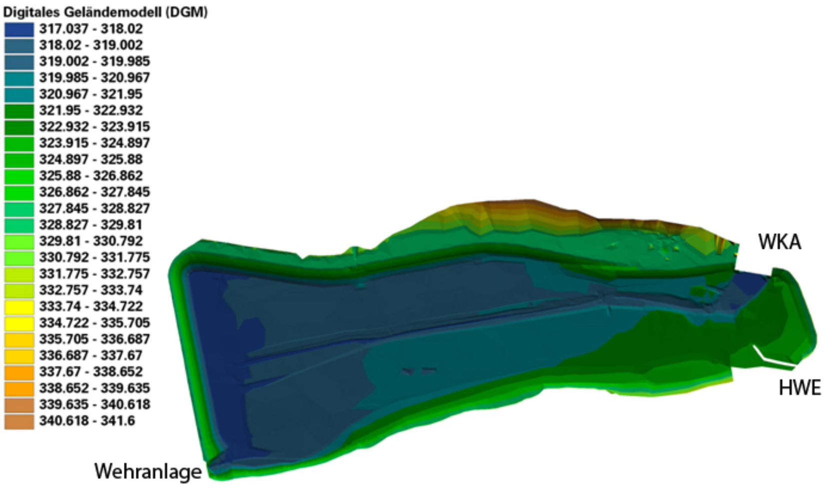


Abb. 8.2: Digitales Geländemodell des Ausgleichsbeckens

8.4.2 Modellgesetze

Die Teilmodelle 1 und 2 der Odertalsperre waren geometrisch verkleinerte Nachbildungen der Bauwerke. Die messbaren geometrischen, kinematischen und dynamischen Größen wurden nach dem Froudeschen Ähnlichkeitsgesetz in ein Verhältnis gesetzt (Tab. 8.1), um die Versuchsergebnisse auf das Naturbauwerk übertragbar zu machen.

Tab. 8.1: Maßstabsfaktoren

Physikalische Größe		Maßstabsfaktor nach dem Froudeschen Ähnlichkeitsgesetz	Maßstab	Maßstab
Bezeichnung	Einheit		HWE	Wehr
Länge	m	M_l	M 1:25	M 1:20
Geschwindigkeit	m/s	$M_l^{1/2}$	M 1:5	M 1:4,47
Abfluss	m^3/s	$M_l^{5/2}$	M 1:3.125	M 1:1.789
Gefälle	m/m	1	M 1:1	M 1:1
Manningbeiwert	$m^{1/3}/s$	$M_l^{-1/6}$	M 1,71:1	M 1,65:1

Für die numerische Analyse der Strömungsverhältnisse im Ausgleichsbecken wurde das 2d-HN-Modell Hydro_AS-2D eingesetzt.

8.5 Untersuchungen

8.5.1 Teilmodell 1 – Hochwasserentlastungsanlage

Am Teilmodell der HWE (Abb. 8.3) wurde im Rahmen der Versuchsreihe 1 der vorhandene Zustand mit dem Modell nachgebildet und anschließend die hydraulische Leistungsfähigkeit und Funktionstüchtigkeit überprüft. Die Leistungsfähigkeit der bestehenden Anlage konnte nachgewiesen werden.



Abb. 8.3: HWE – Sammelrinne - Naturbauwerk und physikalisches Modell M 1:25

Im Rahmen der Versuchsreihe 2 (Zustand nach der Sanierung) wurden die geplanten Sanierungsmaßnahmen (Betoninnenschale) implementiert und untersucht, wie sich die Reduzierung des Abflussquerschnittes auswirken wird. Mit im Vergleich zur Versuchsreihe 1 veränderten Bemessungsabflüssen konnte auch hier die hydraulische Leistungsfähigkeit und Funktionstüchtigkeit nachgewiesen werden. Zur Ermittlung der Abflusstiefen des Wasser-Luft-Gemischabflusses wurden analytische Berechnungen durchgeführt, mit denen nachgewiesen werden konnte, dass die Seitenwände der Schussrinne nicht überströmt werden (Abb. 8.4).

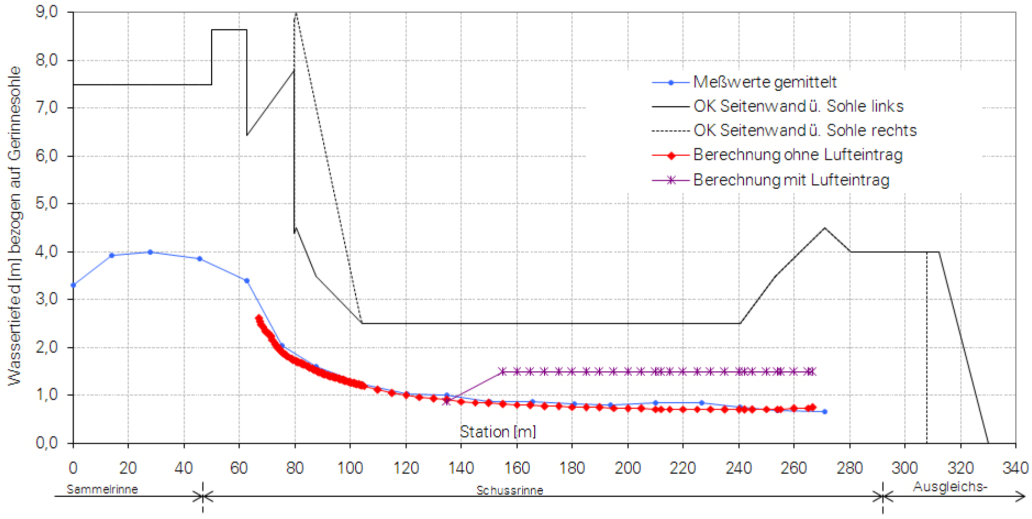


Abb. 8.4: HWE – Wassertiefen Messwerte & Wasser-Luft-Gemisch-Berechnung

Die sich anschließende Versuchsreihe 3 hatte die Überprüfung des umgebauten Einlaufbauwerkes der HWE (Schlitz im 1. Wehrfeld) zum Inhalt, mit dem der bauzeitliche Betrieb der Talsperre gewährleistet werden soll. Auch mit dieser Versuchsreihe konnte nachgewiesen werden, dass die geplanten Maßnahmen aus hydraulischer Sicht realisiert werden können. Abschließend wurden im Rahmen der Versuchsreihe 4 Optionen aufgezeigt, wie am Ende der Schussrinne die hydraulische Beaufschlagung der linken Hangböschung verringert werden kann, die durch eine asymmetrische Aufweitung der Schussrinne (Abb. 8.1) verursacht wird.

8.5.2 Teilmodell 2 – Wehranlage

Am Teilmodell des Wehres am Abschlussdamm des Ausgleichsbeckens wurde im Rahmen der Versuchsreihe 1 der Umbau der Anlage von einem zweiteiligen beweglichen Verschluss zu einer festen Wehrschwelle untersucht.

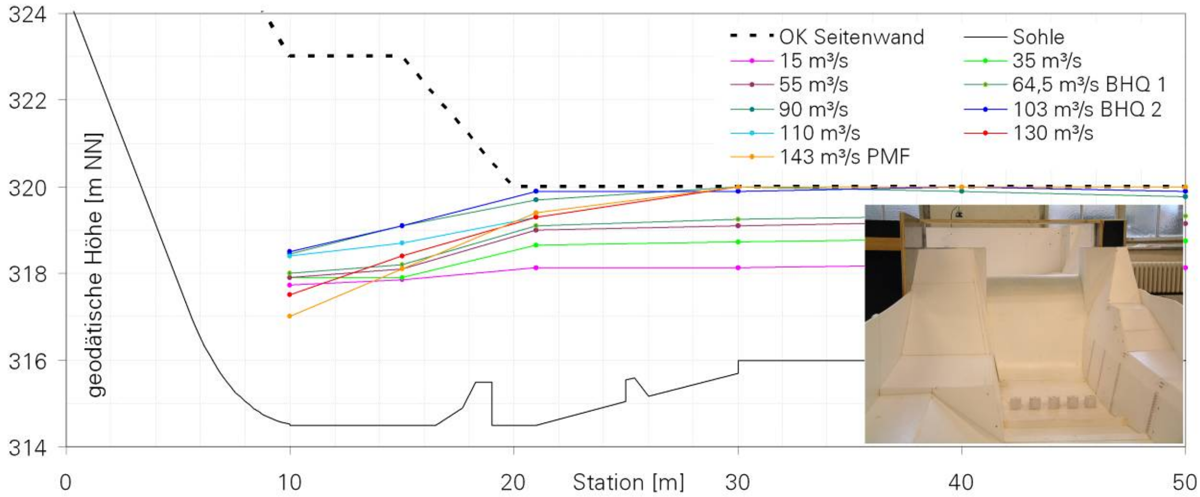


Abb. 8.5: Wehr - Wassertiefen

Das am IWD unter Berücksichtigung der bisherigen Bauwerksgeometrie entworfene WES-Profil wurde in der Versuchsreihe 2 leicht modifiziert und in der Interaktion mit dem durch die geplante Betoninnenschale breitenreduzierten Wehrgesamtquerschnitt hydraulisch getestet (Abb. 8.5). Die Leistungsfähigkeit und die Funktionstüchtigkeit wurden auch hier nachgewiesen.

8.5.3 Teilmodell 3 – Ausgleichsbecken

Das hydronumerische Teilmodell des Ausgleichsbeckens beantwortete die Fragestellung nach den qualitativen Strömungsverhältnissen im Hochwasserfall (direkte Beckendurchströmung von der HWE zur Wehranlage) und lieferte wichtige Erkenntnisse zu den hydraulischen Belastungen im Becken einschließlich der angrenzenden Hangbereiche.

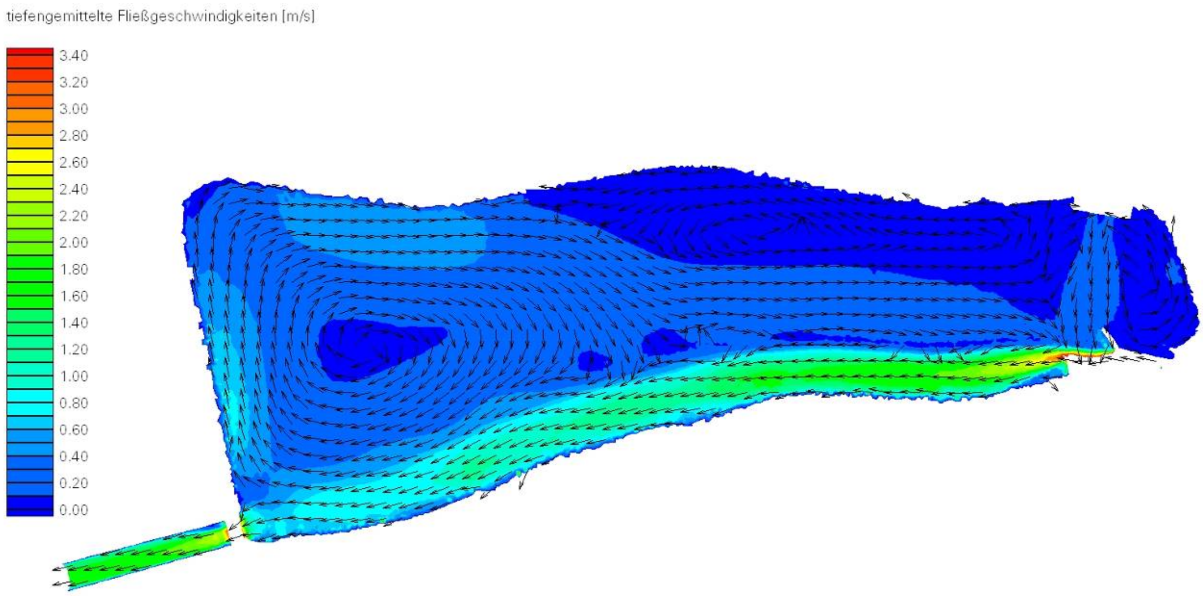


Abb. 8.6: Ausgleichsbecken – numerisch berechnete tiefengemittelte Fließgeschwindigkeiten für PMF

8.6 Zusammenfassung

Zur Vorbereitung der geplanten Sanierungen an der Odertalsperre wurden Untersuchungen an drei Teilmodellen durchgeführt. Die Ergebnisse der verschiedenen Versuchsreihen wurden umfangreich analysiert und dokumentiert, so dass die Harzwasserwerke GmbH auf Grundlage der Versuchsergebnisse mit den Sanierungsarbeiten beginnen kann. Die am IWD untersuchten und hydraulisch optimierten Einzelmaßnahmen werden dann zu einer effizienten Bauausführung beitragen und anschließend die Hochwassersicherheit der Odertalsperre für die nächsten Generationen gewährleisten.

8.7 Literatur

IWD (2009): Hydraulische Modellversuche Odertalsperre / Forschungsbericht; TU Dresden, IWD 2009/04, unveröffentlicht

9 Auflaufen von Impulswellen

Helge Fuchs

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich

9.1 Kurzfassung

Ein Impulseintrag durch Lawineneinsturz oder Felsrutsch in einen See oder ein künstliches Reservoir erzeugt Impulswellen. Diese vergleichsweise langen Wellen besitzen ein großes Schädigungspotenzial. Während die Wellenparameter in Abhängigkeit der Rutscheigenschaften im Vorfeld bestimmbar sind, lassen sich die Auswirkungen der Wellen vor allem bei der Uferüberströmung jedoch nur schwer bestimmen. Einen Beitrag dazu soll dieses vom Schweizer Nationalfonds (SNF) finanzierte Forschungsprojekt leisten. Mit physikalischen Modelluntersuchungen sollen das Auflaufen von Solitärwellen und der Übergang in eine Uferüberströmung fokussiert werden. Der Verlauf der Wellenhöhe während deren Propagation zum Ufer ist dabei ebenso von Interesse, wie die Abflusstiefen und das Strömungsfeld auf dem Ufer. Mit Hilfe der Particle Image Velocimetry (PIV) soll die Energieumwandlung am Übergang vom Auflaufprozess zur Uferüberströmung quantifiziert werden.

9.2 Abstract

Impulse waves in reservoirs or natural lakes may result from mass impact such as rockslides or avalanches. Having a comparably large wavelength the resulting waves contain a large damage potential. Whereas wave parameters may be predicted in advance of their generation depending on the initial slide parameters, the effect of wave run-over is difficult to predict. This research project, financially supported by the Swiss National Science Foundation (SNF), intends to fill in this gap. Solitary wave run-up and overland flows are therefore investigated by physical laboratory modeling. The evolution of wave heights during run-up and the flow depths and the flow field during run-over are of particular interest. Particle Image Velocimetry (PIV) is used to quantify energy conversion during run-over processes.

9.3 Einleitung

Impulswellen können in einem See oder Speicher entstehen, wenn ein Impulseintrag z.B. durch eine Lawine oder einen Felsrutsch stattfindet. Aufgrund der meist kurzen Propagationsdistanz zum Gegenufer werden die resultierenden langen Wellen kaum gedämpft und verursachen dann beim Auflaufen am Gegenufer große Schäden. Diese

werden dabei durch (1) Wellenschlag gegen Gebäude und Bauten, (2) Anprall mitgeführter Schwimmstoffe und (3) deren Ablagerung bei Rückzug des Wassers verursacht. Neben der direkten Gefährdung von Menschen sind daher auch Siedlungen sowie vorhandene Infrastruktur bedroht. Zu den bekanntesten Beispielen zählen das Ereignis in der Lituya Bay, Alaska, von 1958 (Miller 1960) sowie das Desaster von Vaiont von 1963 (Schnitter 1964). Aktuelle Ereignisse wurden 2007 in der Schweiz am Vierwaldstättersee (Fuchs und Boes 2010) oder am Chehalis See [1] in Canada sowie 2010 in Carhuaz [2], Peru, beobachtet.

Die Vorhersage der Impulswelleneigenschaften in Abhängigkeit potentieller Einstürze im Vorfeld eines Ereignisses ist die Grundlage einer Risikoabschätzung und der darauf folgenden Einleitung von Maßnahmen. An der VAW wurden dazu umfassende Forschungsarbeiten durchgeführt, die es ermöglichen, Höhe und Länge der entstehenden Impulswellen für verschiedene Szenarien vorherzusagen. Neben angewandten Problemstellungen hat die Grundlagenforschung einen massgebenden Bestandteil dazu beigetragen. Während dreier Doktorarbeiten wurde seit 1999 der Einfluss der sieben unabhängigen Rutscheigenschaften auf die Wellenentstehung untersucht. Als Resultat wurde mit dem VAW-Berechnungsleitfaden für Rutscherzeugte Impulswellen in Stauseen (Heller et al. 2008) eine Abschätzung der Wellen und ihrer Auswirkungen ermöglicht.

Der Wellenauflaufprozess ist im Bereich der Überlandströmung der Propagation einer Bore-Welle ähnlich und ergibt weiteren Forschungsbedarf. Im aktuellen, vom Schweizer Nationalfonds (SNF) finanzierten Forschungsprojekt wird die Erfassung von Abflusstiefen und Strömungsfeldern während des Überströmungsvorganges fokussiert. Damit soll die Energieumwandlung während des Auflaufens bestimmt werden.

9.4 Versuchsstand

Der VAW-Impulswellenkanal ist 11.0 m lang, 0.5 m breit und 1.0 m tief. Für die bisherige Untersuchung der rutscherzeugten Impulswellen wurde ein eigens dafür entwickelter pneumatischer Rutschgenerator verwendet (Abb. 9.1). Bei diesem wird eine Box mit einem Granulat gefüllt, auf bis zu 8.8 m/s beschleunigt und der Rutsch dann durch Öffnen der Frontklappe freigegeben. Die maßgebenden Parameter zur Impulswellenerzeugung sind die Rutschbreite und -mächtigkeit, das Rutschvolumen, die Rutsch-Eintauchgeschwindigkeit, die Rutschdichte sowie der Rutsch-Eintauchwinkel und die

[1] http://www.for.gov.bc.ca/dck/Topics/Chehalis_Lake/Chehalis_Lake_Index.html

[2] http://www.nzz.ch/nachrichten/panorama/gletscherabbruch_dammbruch_peru_1.5434560.html

Ruhewassertiefe. Die Einflüsse von Korndurchmesser und Rutschlänge haben sich als vernachlässigbar erwiesen.

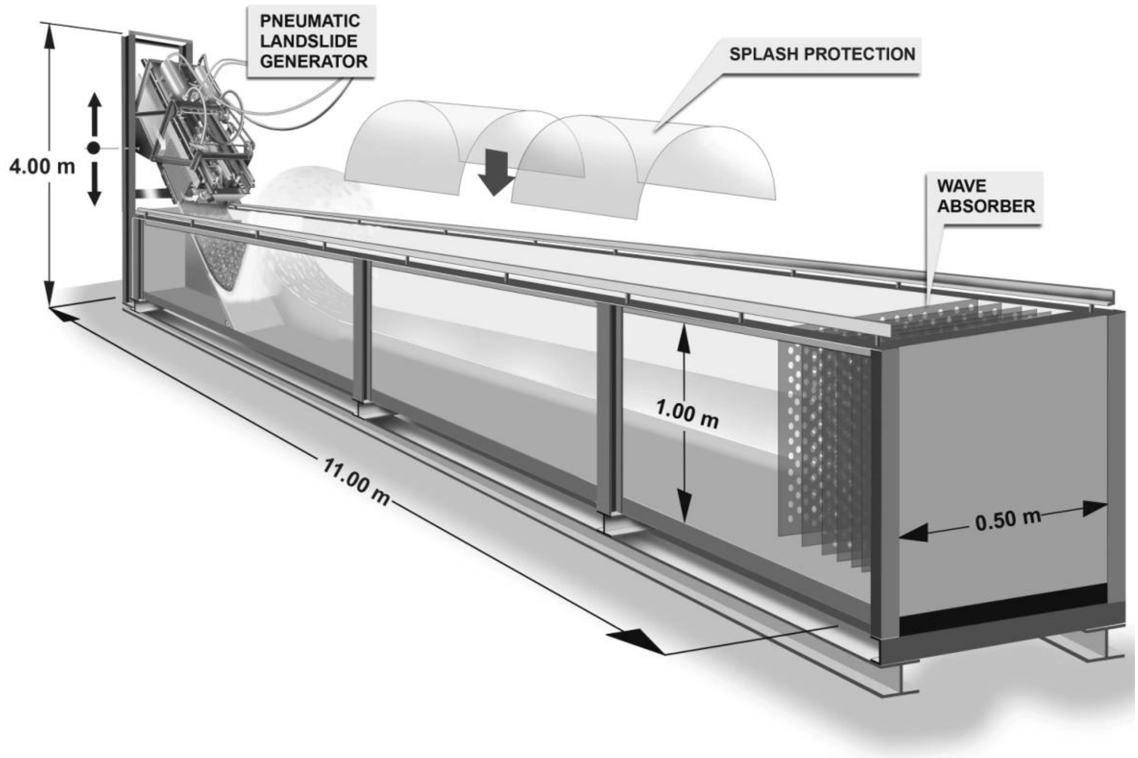


Abb. 9.1: VAW-Impulswellenkanal

Da beim aktuellen Forschungsvorhaben nicht mehr die Wellengenerierung im Vordergrund steht, wurde zur Vereinfachung ein Piston-Type Wellengenerator installiert. Erforderte die Durchführung eines Versuches mit allen Vorbereitungen inklusive dem Entfernen von bis zu 113 kg Granulat aus dem Kanal bisher ca. vier Stunden, kann ein Versuch nun innerhalb weniger Minuten durchgeführt werden. Abb. 9.2 zeigt den VAW-Impulswellenkanal mit Wellengenerator im Betrieb.

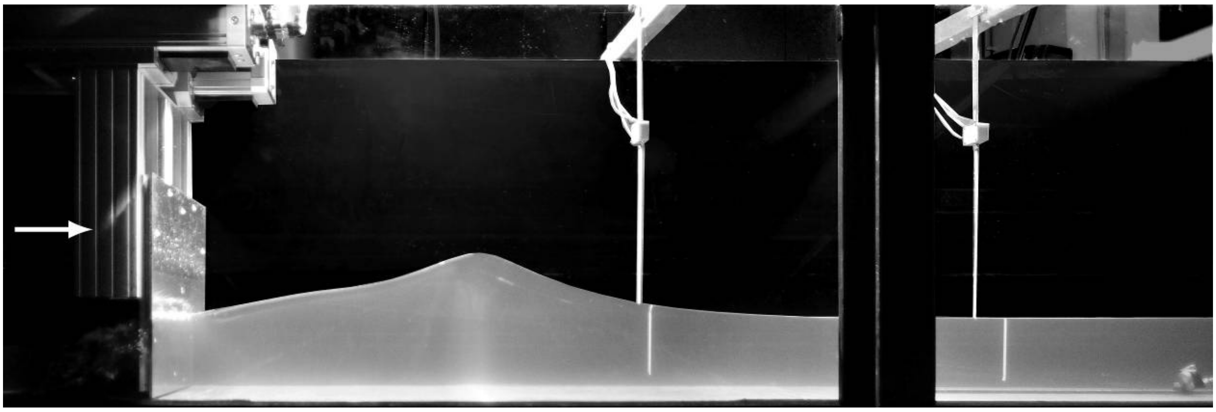


Abb. 9.2: VAW-Wellengenerator mit Paddel und Solitärwelle kurz nach Erzeugung, sowie kapazitive Wellenpegel

Das mittels zwei pneumatischen Linearantrieben bewegte Paddel des Wellengenerators kann, angesteuert über eine Sollwertfolge, beliebige Bewegungskurven vollziehen. Durch die große Antriebskraft von jeweils 3000 N bei einem maximalen Betriebsdruck von 6 bar und die hohen aufnehmbaren Momente des Antriebsschlittens ist keine zusätzliche Führung des Paddels notwendig. Mit dieser Anordnung können beliebige Wellentypen bei einer Wassertiefe von bis zu 0.30 m erzeugt werden.

Die vertikale Wasserspiegelauslenkung entlang des Kanals wird punktweise mit kapazitiven Wellenpegeln (CWG) mit einer Frequenz von 300 Hz gemessen. Der Überströmungsprozess über das horizontale Ufer wird ebenso punktweise mit Ultraschall-Distanz-Sensoren (UDS) mit 60 Hz aufgenommen. Zusätzlich dazu zeichnet eine Particle-Image-Velocimetry (PIV) Anlage das gesamte Strömungsfeld im Aufnahmebereich von maximal 0.75 m x 1.50 m mit 15 Hz auf. Weitere Details zum Rutschgenerator und dem PIV-System lassen sich beispielsweise aus Fuchs et al. (2010) entnehmen.

9.5 Vorgehen

Eine Vereinfachung im Rahmen der Dissertation ist die Beschränkung auf Solitärwellen. Diese Einzelwellen besitzen kein Wellental, sondern bestehen nur aus einem einzelnen, symmetrischen Wellenberg. Solitärwellen haben durch das Fehlen des Wellentals eine vergleichsweise große potentielle Energie und können daher als besonders energiereicher Wellentyp angesehen werden. Sie stellen eine Extremwertbetrachtung dar, da in der Natur eher Stokes- oder Cnoidalwellen, also Wellentypen mit positiver und negativer Amplitude auftreten (Le Méhauté 1976). Durch die Vermeidung von periodischen Wellen können Reflexionen ausgeschlossen werden, was die Messung der Wellenparameter sowie die Auswirkungen der Wellen vereinfacht. Die Wellengeneration wird nach der Methode von Synolakis (1990) durchgeführt. Die von ihm vorgeschlagene Randbedingung für die Paddelbewegung ξ(t) besteht aus der rekursiven Gleichung

$$\xi(t) = \frac{H}{\kappa} \tanh[\kappa(\xi - ct)] \tag{1}$$

die hierfür mit einem klassischen Runge-Kutta Algorithmus gelöst wurde. Darin entsprechen $H = a/d$ der relativen Wellenhöhe, $\kappa = (3/4)H$ der Wellenzahl der Solitärwelle, c der Ausbreitungsgeschwindigkeit einer Flachwasserwelle und t der mit $(d/g)^{1/2}$ normierten, dimensionslosen Zeit.

Abb. 9.3 zeigt die daraus resultierende, dimensionslose Bewegungskurve des Wellengeneratorpaddels zur Generierung einer Solitärwelle mit einer Wellenhöhe von 0.5-facher Ruhewassertiefe. Da das Wasservolumen innerhalb des Wellenbergs genau dem durch das Paddel verdrängten Volumens entspricht, ergibt sich der notwendige Paddelhub aus dem Wellenbergvolumen dividiert durch die Ruhewassertiefe.

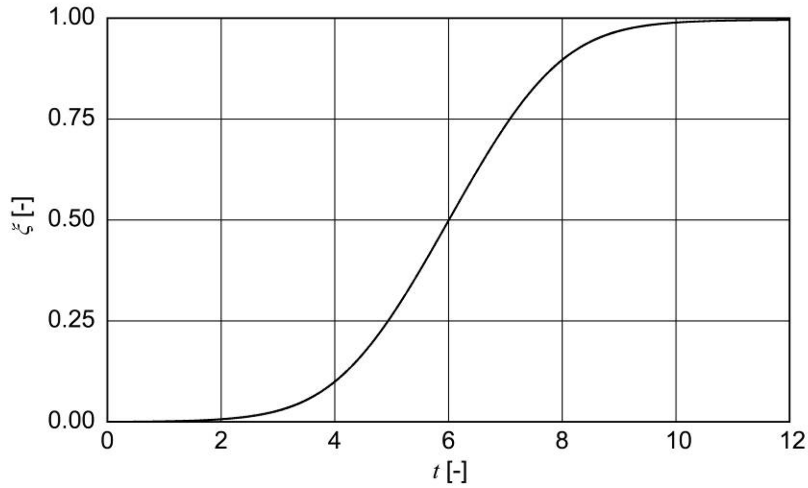


Abb. 9.3: Tangenshyperbolik-förmige Bewegungskurve des Wellengeneratorpaddels für H = 0.5

Ein wichtiges Mittel zur Abschätzung von Massstabseffekten ist die Untersuchung einer Modellfamilie. Durch Versuche an mindestens drei verschiedenen Massstäben können Rückschlüsse über Modelleinflüsse in allen vier Bereichen der Modellierung getroffen werden, nämlich: (1) Wellengeneration, (2) Wellenpropagation, (3) Wellenauflaufen und (4) Überströmung. Dazu ist gegenwärtig ein Ufer im geometrischen Massstab 1:2, bezogen auf die Uferabmessungen der späteren Hauptuntersuchungen, im Kanal eingebaut (Abb. 9.4). Sämtliche Einbauten im Kanal werden aus PVC gefertigt, besitzen dementsprechend eine glatte Oberfläche und sind undurchlässig. Die Ruhewassertiefe beträgt hier d = 0.1 m und die Uferhöhe w = *1.25d* = 0.125 m. Die Uferneigung wird innerhalb der Modelfamilie nicht variiert und beträgt für alle drei zu untersuchenden Massstäbe 1:5 (*V:H*), woraus eine 0.625 m lange Uferböschung resultiert. Der Auflaufprozess wird für Solitärwellen im Bereich von $0.1 \leq H \leq 0.7$ beobachtet. Die Kanalbreite wird im Rahmen der Modellfamilie nicht verkleinert, da der Randeinfluss innerhalb des 0.5 m breiten Kanals vernachlässigbar ist und somit von einem zweidimensionalen Versuchsaufbau ausgegangen wird. Beim nächstkleineren Massstab von 1:4 werden Versuche bei einer Wassertiefe von d = 0.05 m und einer Uferhöhe von w = 0.0625 m durchgeführt. Der größere Massstab beinhaltet dementsprechend eine Ruhewassertiefe von d = 0.20 m und eine Uferhöhe von w = 0.25 m. Da bisher erst einer von drei Massstäben untersucht wurde liegen derzeit noch keine Aussagen zu Massstabseffekten vor.

Im Gegensatz zur Modellfamilie ist für die Hauptuntersuchungen neben der Variation von Uferneigung und Wassertiefe auch der Einsatz des PIV-Systems vorgesehen. Dies stellt vor allem an die Ausbildung der PVC-Einbauten besondere Anforderungen, da die Durchlässigkeit für den Laserlichtschnitt gegeben sein muss. Das Ziel der Untersuchung ist die Quantifizierung der Energieentwicklung während des Übergangs vom Auflaufen zum Überströmen, sowie während des Überströmungsprozesses.

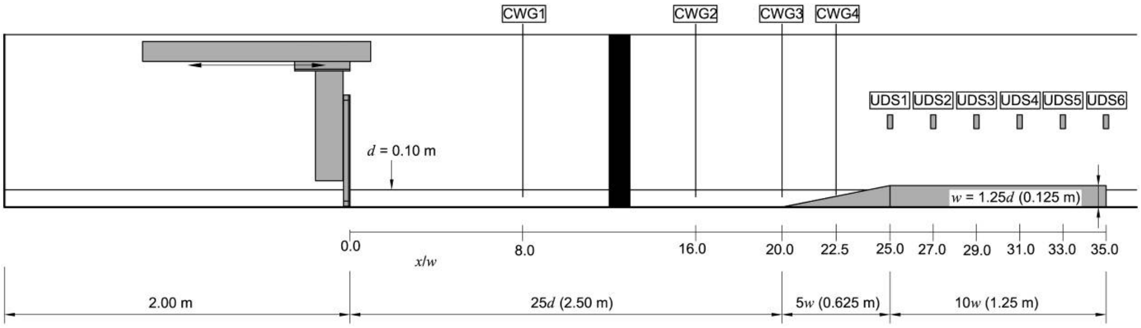


Abb. 9.4: Schematische Skizze der Einbauten zur Modellfamilie im VAW-Impulswellenkanal (hier Massstab 1:2)

9.6 Zusammenfassung

Das vorgestellte Forschungsprojekt soll einen direkten Beitrag zur Gefahrenabschätzung beim Auflaufen von Impulswellen liefern. Dazu werden physikalische Modellversuche im VAW-Impulswellenkanal durchgeführt. Ein Piston-Type Wellengenerator wurde entworfen, mit dem sich Solitärwellen bis zu einer Wassertiefe von 0.30 m erzeugen lassen. Um Massstabseffekte abzuschätzen wurde die Untersuchung einer Modellfamilie begonnen. Ein Ufer im mittleren von drei Massstäben ist gegenwärtig eingebaut. Mit den Hauptuntersuchungen soll nach Abschluss der Modellfamilie begonnen werden.

9.7 Literatur

Fuchs H, Boes R (2010). Berechnung felsrutschinduzierter Impulswellen im Vierwaldstättersee. Wasser Energie Luft (akzeptiert)

Fuchs H, Heller V, Hager WH (2010). Impulse wave run-over: Experimental benchmark study for numerical modelling. Experiments in Fluids (online available: DOI 10.1007/s00348-010-0836-x)

Heller V, Hager WH, Minor H-E (2008). Rutscherzeugte Impulswellen in Stauseen, Grundlagen und Berechnung. Mitteilung 206, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), H-E Minor, Hrsg., ETH Zürich

Le Méhauté B (1976). An introduction to hydrodynamics and water waves. Springer, New York

Miller, DJ (1960). Giant waves in Lituya Bay, Alaska. Geological Survey Professional Paper 354-C, Government Printing Office, Washington DC.

Schnitter G (1964). Die Katastrophe von Vaiont in Oberitalien. Wasser- und Energiewirtschaft 56(2/3):61–69

Synolakis CE (1990). Generation of long waves in the laboratory. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering 116(2):252–266

10 Development of a Physical Model for flood defense in the Bregenzer River

Claudio Ravazzini

Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck

10.1 Kurzfassung

Bei der Projektierung von Hochwasserschutzmaßnahmen sind neben den Aspekten der Sicherheit der angrenzenden Infrastruktur im Allgemeinen weitere Gesichtspunkte zu berücksichtigen, beispielsweise die Sicherstellung des Kraftwerksbetriebes an Standorten mit Ausleitungsbauwerken.

Der folgende Beitrag beschreibt Untersuchungen an der Bregenzer Ach anhand eines physikalischen Modells im Maßstab 1:35. Die Aufgabenstellung besteht darin, den Schutz vor Hochwasser durch technische Maßnahmen zu gewährleisten und dabei die permanente Aufrechterhaltung des Kraftwerksbetriebes sicherzustellen.

Die Ergebnisse der Modellversuche zeigen, dass die kostengünstigsten Schutzmaßnahmen mit Einschränkungen des Kraftwerksbetriebes bzw. Betriebsausfälle verbunden sind und daher aus gesamtwirtschaftlicher Sicht nicht zu empfehlen sind. Eine integrale Optimierung der Gesamtsituation, die sowohl flexible Schutzmaßnahmen aber auch die Optimierung der Bauwerksanströmung und der Konstruktion des Ausleitungsbauwerks beinhaltet, stellt hier vielmehr den anzustrebenden Lösungsansatz dar.

10.2 Abstract

In the following contribution, the development of a physical model test about flood defense in Bregenzer river (Voralberg, Austria) will be exposed. The study concerned the flood defense in the upstream and downstream area of the hydraulic power plant Andelsbuch, so as in the intake building of the same power plant. The research started in spring 2007 and ended in winter 2009, with working breaks of ca. 4 months during the winters. The model scale is 1:35 and represents ca. 1 km of the length of the river.

The study can be divided in three main sections: 2007 – Studying about the height of the floodway dam (DI Bernhard Gems), 2008 – Alternative solutions for the floodway dam (M.Sc. Claudio Ravazzini), 2009 – Improvement of the intake building (M.Sc. Claudio Ravazzini).

10.3 Introduction of the problem

The village called Bezau is situated on the right side of the Bregenzer River, 36 km away from the estuary of the river in Constance Lake. The intake building of the power plant Andelsbuch is also located in this area[3] (see Abb. 10.1).

A wastewater treatment plant is located next to the intake building. Due to the construction of the intake house, the natural situation of the bed load transport was modified with creation of a big deposit area in the upstream part of the river (referred to the intake building).

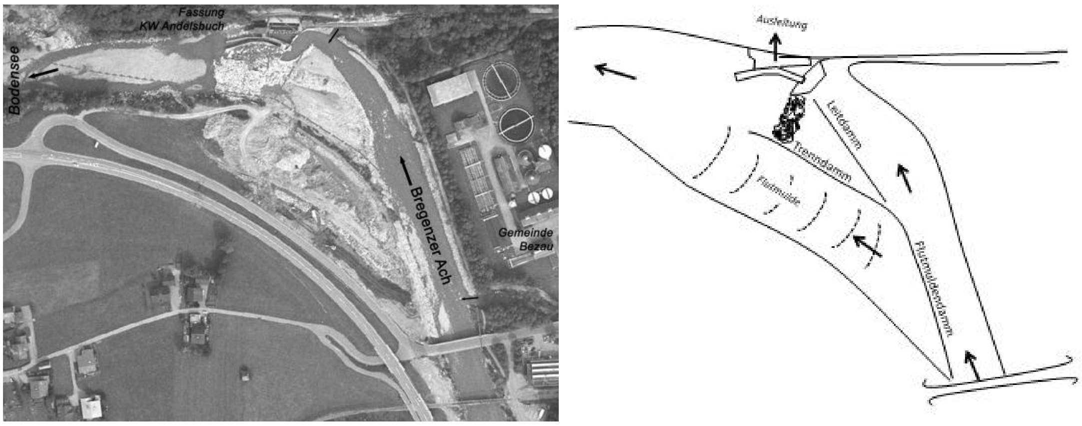


Abb. 10.1: Left: Orthophoto (Land Voralberg, 2006) of Andelsbuch water intake (on the top) and wastewater treatment (on the right side) Right: Geometry of the river at the beginning of the investigation (2006)[4]

In the past, an erodible dam was created on the left bank of the river to avoid the risk of flooding, connecting the upstream part (before water intake) with the downstream part (after water intake) with a floodway. Due to the current division between the floodway and the main part of the river, the water is losing energy and depositing the transported material in the whole upstream area (see Abb. 10.1).

The critical situations created from the material deposit before the intake building, in correspondence with high water level and the presence of infrastructure of the nearby situated village Bezau are the main reasons of the investigation. Moreover, after the flood of 2005, some rehabilitation works are still operating in the Bregenzer River, with the problem of some bed load material loosing the natural cohesion, with the result of more material rolling downstream the river and creating new sedimentation areas.

---

[3] Owner VKW, Voralberger Kraftwerke Aktiengesellschaft

[4] Fotos from Bernhard Gems – Endbericht „Hydraulishcer Modellversuch „Umbau Wehr Bezau, Phase 1“

10.4 Model construction and characteristics

The whole model is located under a tent with dimension 10 m x 25 m. The model is created in a steel basin, and the land geometry is realized by polystyrene with a reinforced surface. The soil is moveable in the upstream and downstream part of the model, while it is fixed in the intake building area and in the floodway. The flood wave of August 2005 is scaled in the model by six different flow steps (from Q_a= 27 m³/s extended to HQ_{300} = 640 m³/s, see Abb. 10.2). Some bed load samples were taken in the Bregenzer River to study the grading curve and to create it in model scale.

For 2007 – 2008 a unique bed load mixture was used for the all the different flow steps, instead of two different mixtures used in 2009. In 2009 the influence of the floating solids was also investigated. The bed load quantities[5], as well as the floating solids [6], are calculated with different formulas related to the different discharges.

	Abfluss				Abflussdauer	Geschiebetrieb		Betrieb Fassung
	NATUR [m³/s]		MODELL [l/s]		MODELL [min]	NATUR [kg/s]	MODELL [kg/Abflussereignis]	MODELL
	Abfluss gesamt	Zubringer	Abfluss gesamt	Zubringer				
Ausbauabfluss Q_a	28	2 x 1	4.0	2 x 0.15	81	13	9.0	Nach Möglichkeit kontinuierliche Ausleitung von Q_a; Öffnung der Schwemmkammern gemäß Spülschützenregelung ab WSP=625.46 müA;
Mindestabfluss Leitdamm Q_{Ltd}	60	2 x 2	8.3	2 x 0.3	81	70	46.9	
Q = 250 m³/s (Vorbelastung)	250	2 x 8.5	34.5	2 x 1.15	40.5	339	113.6	
HQ_{30}	450	2 x 15	62.1	2 x 2.1	81	808	541.6	
HQ_{100}	560	2 x 20	77.3	2 x 2.8	81	1139	763.5	
HQ_{300}	640	2 x 20	88.3	2 x 2.8	81	1372	919.9	

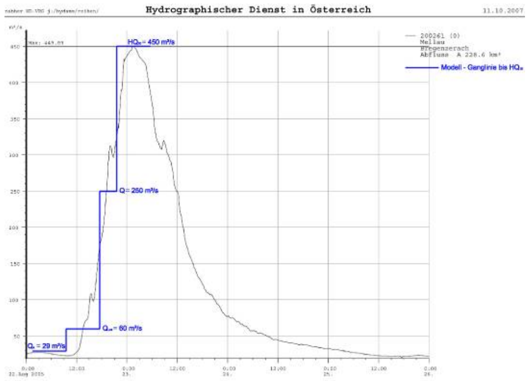


Abb. 10.2: Investigation steps of the flood wave[7]

10.4.1 Investigation procedure

The analysis methods are different, relating to the main scope of every investigation step. In 2007 a raster method was used, changing the height of the floodway dam due to the main scope to reduce the material deposit. The elevation of the river bed before and after the flood wave was measured to obtain the total volume of the material deposit. In 2008, the scope was to investigate some different hydraulic solutions to avoid the material deposit. For this reason in the beginning phase, every single new solution was tested with a shorter flood wave. The best solution was decided after the comparison of photos from before and after the flood. Together with the photos, the water level

---

[5] Formula from Mayer – Peter/Müller

[6] Formula from Dieter Rickenmann (1997): Schwemmholz und Hochwasser

[7] Diagramm from Bernhard Gems - Endbericht „Hydraulishcer Modellversuch „Umbau Wehr Bezau, Phase 1“

in different points along the river was measured. In 2009 the main scope was to develop the intake building and if possible to simplify it, maintaining the same operation grade. Following the new aim, a fixed camera was installed over the intake building to film the different moments of the operating and flushing phases. Before, during and after the flood wave, the quantity of bed load and floating material were weighted. With the help of special software, it was also possible to compare the length and the width of the material deposit, taking measures direct from the photos (see Mett 2010).

10.4.2 Final solution for the upstream part of the river

After the investigations in 2007 and 2008, the shape of the upstream part of the river was decided. The control of the water flood is realized by an inflatable weir with a length of 105 meter and a net height of 2 meter (see Abb. 10.3).



Abb. 10.3: Situation of the inflatable weir before (left) and after (right) the flood wave

After the inflatable weir, a bended dam is installed, to help the material transport, obtaining a free channel between the end of the weir and the beginning of the intake building. A “nose” element is located between the inflatable weir and the dam, to avoid big material deposit just after the end of the inflatable weir.

10.4.3 Final solution for the intake building

The intake building was investigated in the last step of the project (2009). The main reason of the investigation is the necessity of a renovation of the different gates and automation in the building intake. The request of the owner was to try to simplify the whole geometry (possibility of less gates and automation) maintaining the same flushing possibilities. After different investigated geometries, it was possible to obtain a simplified intake building taking out the six gates between the two main compartments and enlarging the incoming area from 11,5 meter to 18,5 meter. On the other side, the height between the bottom plate and the under edge of the skimming wall was reduced from 2 meter to 1 meter to protect the intake house from the floating solids that are

transported together with the water during a flood. The flushing phases are investigated step by step, obtaining the best flushing procedure applied for every different water discharge (six steps). The final geometry after the investigation is presented in Abb. 10.4.



Abb. 10.4: Geometry of the intake house at the beginning (left) and at the end (right) of the investigation

Moreover the bottom of the intake house is re-projected with an longitudinal inclination of 5,5% (constant width) that allow a purge of the sediment material, in less than ten minutes (model time) (see Abb. 10.5).



Abb. 10.5: Sediment situation before (left) and after (right) the flushing phase (10 minutes in model)

10.5 Conclusion

First of all is important to remember that also if divided in three main parts, the investigation project on the Bregenzer River needs to be seen as a whole big project to defend the intake house and the surrounding area. A single developed part of the project is not able to assure alone the functionality of the whole system. Also the way (where and when) the different defenses are activated is a very important step for the good operating level of the flood defense.

In the end a continuous control of the sediment level has to be applied to the upstream part of the river, to avoid an excessive volume of bed load. The sediment check will also help to have a bigger knowledge about the bed load quantity arriving together with the different discharge levels (specific for this area) and also to program in advance some preventive flushing phases to protect the whole system. The flushing phases are also connected with the time the sediment is remaining in the upstream area, so to avoid too big cohesion phenomena.

About the bed load material arriving in the intake house, it is possible to diagram the material quantity arriving in it (normalized through the bed load discharge in model) during a standard investigation time (60 minutes normal working time phase – 10 minutes purging phase in the intake) versus different water discharge rates.

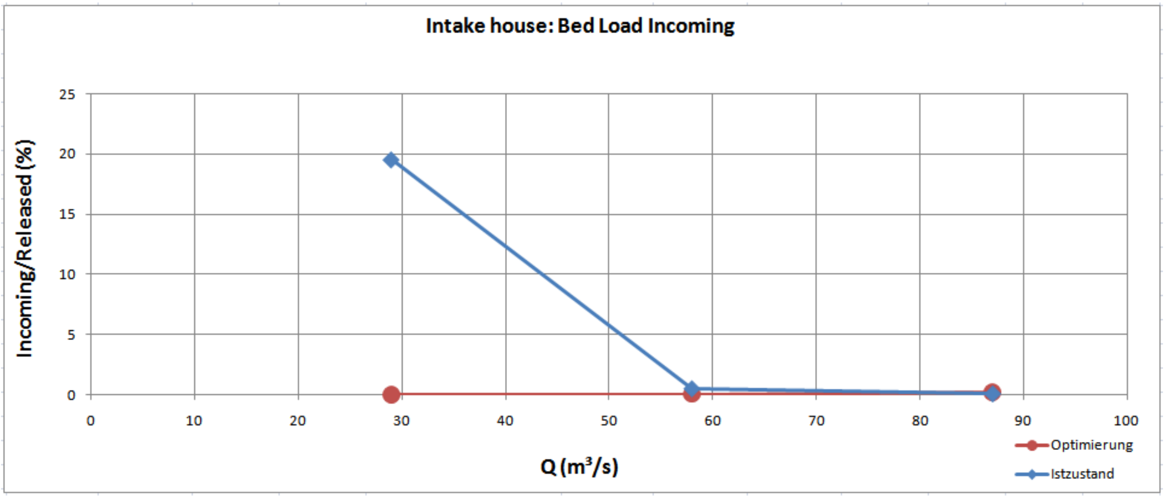


Abb. 10.6: Normalized incoming bed load in the intake house versus water discharge

As is possible to see from Abb. 10.6 the percentage of the incoming bed load normalized over the released one, is reduced to a very small rate, with the new geometry design, also for the critic discharges (lower than 28 m³/s). For bigger discharges, the bed load incoming in the intake house is not a big problem due to the reduction of the height of the inflatable weir and the consequent water releases in the floodway.

10.6 Bibliography

Gems B., (2008): Endbericht „Hydraulischer Modellversuch „Umbau Wehr Bezau, Phase 1“

Scheuerlein H.,(1984): Die Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen

Patt, Jürging, Kraus, (1998): Naturnaher Wasserbau

Mett, M., (2010): Messen aus Photos im wasserbaulichen Versuchswesen mit der Software Monobild.

11 Modellversuche zum Einfluss von Pumpspeichersequenzen auf Strömungsverhältnisse in einem quaderförmigen Becken

Michael Müller, Luca Bremen und Anton J. Schleiss

Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH),
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

11.1 Kurzfassung

In systematischen hydraulischen Modellversuchen wird studiert, welchen Einfluss stetig wechselnde Pump- und Turbiniersequenzen auf die Turbulenz und die Ablagerung von Feinsedimenten in einem quaderförmigen Becken haben. Zudem wird untersucht, wie die Turbulenz durch Abfluss, Dauer der Pumpspeicherzyklen sowie Position der Ein- und Auslaufbauwerke beeinflusst werden kann, um das Absetzen von Feinsedimenten zu reduzieren.

Im Vorfeld der Laborversuche wurden erste Szenarien im numerischen Modell rein hydraulisch, dann mit Feinsedimenten simuliert. Der Vergleich der Resultate mit Beobachtungen im physikalischen Modell erlaubt, das Numerikmodell sowie die Versuchsanlage zu optimieren. Der vorliegende Beitrag beschreibt die Modellversuche, die Testanlage und die Resultate numerischer und hydraulischer Vorversuche.

11.2 Abstract

In systematic tests on a physical model, the influence of fast and repeated change of operations between generating and pumping modes on turbulence and sedimentation process by fine sediments in a rectangular cuboid is examined. It is studied how turbulence and settling down of fine sediments is affected by discharge, duration of pumped storage sequences and the intake/outlet location.

Prior to laboratory tests, several scenarios with and without sediments were simulated in a numerical model. A comparison between the results and observations on the physical model allows optimizing both numerical and experimental setup. The present paper describes the physical modeling concept, the test rig and presents results of the preliminary numerical and hydraulic tests.

11.3 Einleitung

Sedimentablagerungen in Speichern führen zu Stauvolumenverlusten und zur Bildung von Auflandungen vor Einlaufbauwerken oder Grundablässen. Sie gefährden damit die

nachhaltige Nutzung von Wasserkraftanlagen sowie die Sicherheit der Bauwerke (Schleiss & Oehy 2002, Schleiss et al. 2010).

Eingebettet in das CCEM-Forschungsprojekt HydroNet – *a standardised methodology for pumped storage power plants* hat die vorliegende Forschungsarbeit zum Ziel, die Verlandungsproblematik spezifisch in Pumpspeicherkraftwerken zu untersuchen, um Lösungsansätze für die Überwachung und Vorhersage relevanter Sedimentationsphänomene in solchen Anlagen zu finden. Studiert wird insbesondere der Einfluss der im Betrieb stetig wechselnden Pump- und Turbinierzyklen auf die Turbulenz im Speicher und damit auf die Ablagerungsprozesse von Feinsedimenten.

Nach ersten Prototypmessungen auf der existierenden Kraftwerksanlage Grimsel II (Müller, 2009) werden nun in hydraulischen Modellversuchen Sedimentbilanzen, Strömungsbedingungen sowie Ablagerungsprozesse in einfachen Beckengeometrien untersucht. Im Vorfeld der systematischen Experimente wurden im Rahmen einer Masterarbeit am LCH erste Vorversuche durchgeführt, die zum Ziel hatten, ein numerisches Modell der Versuchsanlage zu erstellen und dessen Leistungsfähigkeit und Anwendungsgrenzen aufzuzeigen. In ersten Funktionstests auf der neu installierten Laboranlage wurden die Strömungsverhältnisse beobachtet und mit den Resultaten aus der Numerik verglichen.

11.4 Hydraulische Modellversuche

11.4.1 Grundkonzept

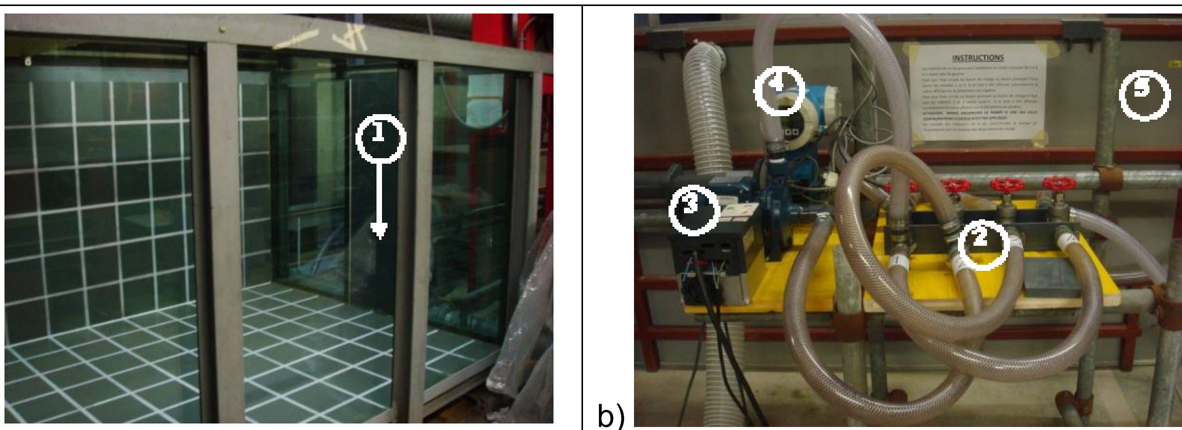
Die Laborversuche bilden die Grundlage des Forschungsprojekts. Testserien im hydraulischen Modell sollen Aufschluss darüber geben, wie wiederholte IN-OUT-Sequenzen (die in Realität den Pumpspeicherzyklen entsprechen) in Funktion des Abflusses, der Dauer, der initialen Sedimentkonzentration und der Position des Ein-/Auslaufbauwerks die Turbulenz in einem quaderförmigen Becken beeinflussen. In Abhängigkeit der oben genannten Parameter soll herausgefunden werden, welche Konfigurationen das Absetzen von Feinsedimenten zu reduzieren vermögen.

11.4.2 Beschrieb der Versuchsanlage

Das Hauptbecken der Anlage besteht aus einem quaderförmigen Stahlbehälter mit einer Grundfläche von 2.0 x 4.0 m^2 und einer Höhe von 1.5 m (Abb. 11.1 a). Dieses kann als Oberbecken des Pumpspeicherwerks betrachtet werden. Die Front- und eine Seitenwand des Quaders bestehen aus Glas, um den Einblick in den Behälter und die Beobachtung der Strömungsbedingungen während der Experimente zu ermöglichen. Die restlichen Stahlwände wurden zur Auswertung des Bild- und Filmmaterials mit einem Raster von 25 x 25 cm versehen. Sämtliche Messungen (Strömungsgeschwindigkeiten,

Temperatur Trübung) und Aufzeichnungen (Filme, Fotos) werden in diesem Becken vollzogen.

Ein kleineres Becken mit einem Volumen von 1.0 x 2.0 x 1.2 m^3 stellt die für die Versuche benötigte Wassermenge zur Verfügung. In diesem Behälter wird die Trübung des Wassers gemessen, um den Sedimentaustausch zwischen den beiden Becken zu studieren.



a) b)

Abb. 11.1: a) Hauptbecken der Anlage, Frontseite mit Ein-/Auslaufbauwerk (1) b) Reversibler Speisungskreislauf mit Verteiler (2), regulierbarer Pumpe (3) und Durchflussmesser (4). Im Hintergrund: Sekundärbecken der Anlage (5)

Während der Versuchsvorbereitung werden die beiden Becken aus dem laboreigenen Wasserkreislauf gespiesen und danach von letzterem abgekoppelt. Die Testreihen werden dann in einem reversiblen, geschlossenen Wasserkreislauf (Abb. 11.1 b) durchgeführt, wobei die beiden Betriebsrichtungen des Systems folgendermassen definiert sind:

- IN (Pumpen): ins Becken eintretender Wasserstrahl („Auslaufbauwerk“)
- OUT (Turbinieren): Wasserentnahme aus dem Becken („Einlaufbauwerk“)

Die zu- und abgeführte Wassermenge wird mithilfe eines Geschwindigkeitsregulators der Pumpe konstant gehalten und mit einem Durchflussmesser kontrolliert. Das Leitungssystem zwischen Durchflussmesser und Mischbecken besteht aus beweglichen Plastikrohren. Die Zuleitung ins Hauptbecken erfolgt über ein 1.0 m langes, starres PVC-Rohr von 4.8 cm Innendurchmesser, das auf der Frontseite des Quaders an ein aus strömungstechnischen Gründen trompetenförmiges Ein-/Auslaufbauwerk anschliesst (Abb. 11.2 a und b).

a)  b)  c) 

Abb. 11.2: a) Zeichnung und b) Foto des trompetenförmigen Ein-/Auslaufbauwerks c) Im Modell als Feinsedimente verwendete gemahlene Baumnussschalen

11.4.3 1.43. Sedimente

Für die Sedimentversuche im hydraulischen Modell werden gemahlene Wallnussschalen gewählt (Abb. 11.2 c). Diese sind nahezu kohäsionslos, leicht (spezifisches Trockengewicht ρ_s = 1480 kg/m^3) und homogen. Ihre geringe Dichte erlaubt ein ähnliches Verhältnis zwischen Strömungsgeschwindigkeiten im Behälter und Absetzgeschwindigkeit der Sedimente wie in natura herzustellen. Der mittlere Durchmesser des verwendeten Materials liegt bei d_m = 120 μm.

Die Sedimente können zu Versuchsbeginn in beiden Becken durch am Behälterboden zugeführte Druckluft aufgewirbelt werden, so dass eine homogene Wasser-Sediment-Mischung gewährleistet wird.

11.4.4 Parametervariationen

Die hin und her gepumpte Wassermenge variiert im Modell zwischen 0.3 und 1.1 l/s, wobei insgesamt fünf verschiedene Abflüsse getestet werden. Das Niveau des Ein-/Auslaufs kann auf drei Höhen, 0.25, 0.5, oder 0.75 m über dem Behälterboden, eingebaut werden. Drei unterschiedliche initiale Sedimentkonzentration von 0.3, 0.8 und 1.5 g/l in den Becken erlauben, den Einfluss des Feinstoffs zu evaluieren. Schlussendlich bleibt festzulegen, wie lange die jeweiligen IN-OUT-Sequenzen zu dauern haben. In den nachfolgend beschriebenen Vorversuchen wurde zu diesem Zweck die Zeit definiert, die benötigt wird, um ein stationäres Geschwindigkeitsfeld im Hauptbecken zu erreichen.

11.5 Resultate der Vorversuche

11.5.1 Numerische Simulationen

Die numerischen Simulationen wurden mit der ANSYS-Software durchgeführt, wobei das Modell das Hauptbecken mitsamt Ein-/Auslaufbauwerk und starrem Zuflussrohr

abbildet. Die rein hydraulischen Simulationen dienten zur Definition der im Labor anzuwendenden Zyklendauer und zum Vergleich verschiedener Turbulenzmodelle.

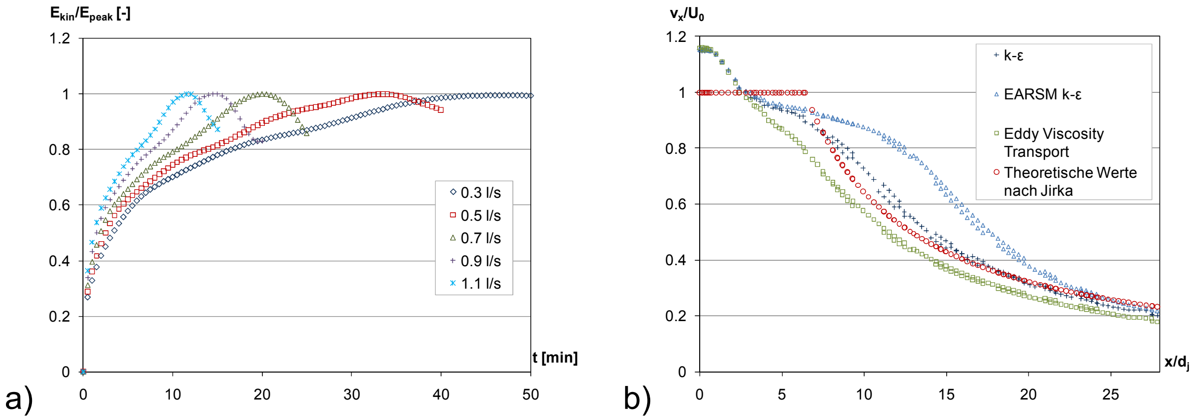


Abb. 11.3: a) Zeitliche Entwicklung von E_{kin}/E_{peak} (IN-Zyklus) b) Axialgeschwindigkeit des einströmenden Jets in Funktion der Distanz zum Einlauf (U_0, d_j: Strahlgeschwindigkeit, resp. Strahldurchmesser am Austrittsquerschnitt)

Als Indikatoren des benötigten Zeitschritts Δt im numerischen Modell und der Zyklendauer wurden die kinetische Energie E_{kin} sowie die turbulente kinetische Energie $E_{kin,turb}$ des Testvolumens verwendet. Ein Δt von 5 s ist erforderlich, um zuverlässige Resultate zu erhalten, wobei vor allem $E_{kin,turb}$ erst bei relativ kleinen Zeitschritten gegen einen konstanten Wert strebt. Die Abb. 11.3a illustriert die zeitliche Entwicklung des adimensionierten Indikators E_{kin}/E_{peak} (IN-Sequenz) für verschieden Abflüsse. Die Versuchsdauer *TP* bis zum Erreichen eines stationären Strömungsfeldes im Becken (E_{kin}/E_{peak} = 1) beträgt demnach 10 bis 40 Minuten.

Der Vergleich der Geschwindigkeitsprofile quer zur Strahlachse und der Entwicklung der Axialgeschwindigkeit v_x/U_0 des Strahls mit den von Jirka (2004) beschriebenen Werten zeigt, dass sich ein *k-ε*-Turbulenzmodell am besten eignet (Abb. 11.3 b). Beide Strahleigenschaften werden sowohl für hohe, als auch für kleine Abflüsse zufriedenstellend abgebildet. Die erhöhte Axialgeschwindigkeit beim Eintritt ins Becken (v_x/U_0 > 1) ist durch eine nicht exakt symmetrische Verteilung der Eintrittsgeschwindigkeit des Strahls im Modell bedingt.

Schliesslich wurden zwei Abflusskonfigurationen mit Zugabe von Feinsedimenten getestet, wobei ein Wasser-Sediment-Gemisch in klares Wasser im Hauptbecken strömt. Die Absetzvorgänge basieren auf der Schiller-Naumann-Gleichung, die den Widerstandskoeffizienten in Abhängigkeit der Reynoldszahl beschreibt.

11.5.2 Vergleich der Resultate aus Numerik und physikalischem Modell

Die Versuchszenarien ohne Feststoffzugabe zeigen kohärente Resultate zwischen den beiden Modellen. Für den IN-Zyklus sagt die Numerik einen stabilen, geradlinig ins Be-

cken eintretenden Wasserstrahl voraus, der im physikalischen Modell ebenso beobachtet werden kann (Abb. 11.4). Die Wasserentnahme aus dem Hauptbecken verursacht in beiden Modellen ein sehr lokales potentielles Geschwindigkeitsfeld in unmittelbarer Nähe des Einlaufbauwerks, wobei das restliche Wasservolumen quasi stagniert. Die Strömungen können in der Versuchsanlage mit Farbstoff, oder mit sich in Strömungsrichtung orientierenden Nylonfäden nachgewiesen werden.

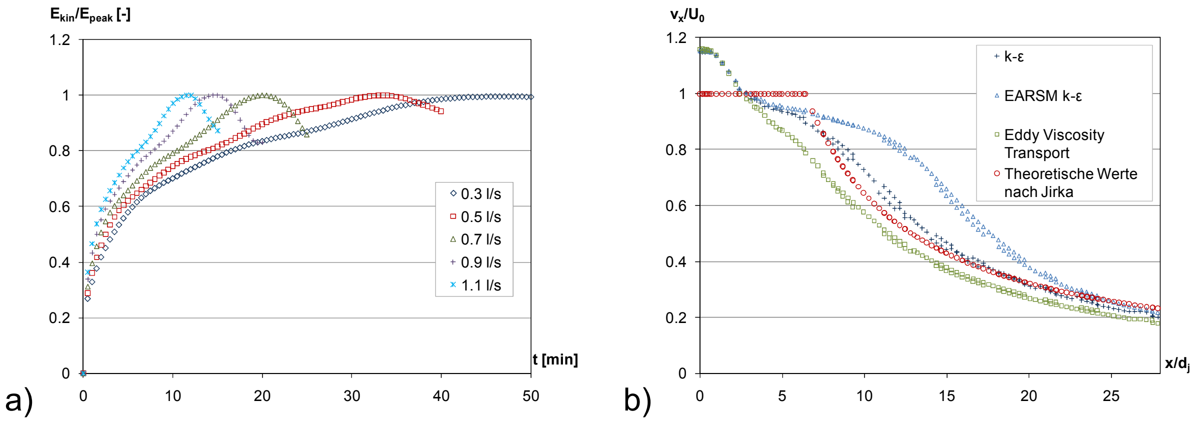


Abb. 11.4: Ins Hauptbecken eintretender Wasserstrahl, *Q = 0.5 l/s, t = T_P/4*
a) Berechnetes Geschwindigkeitsfeld im numerischen Modell (Höhe Strahlachse)
b) Visualisierung durch Farblösungzugabe im hydraulischen Modell (Zenithalfoto)

Beim Eintritt des sedimentbeladenen Strahls in klares, ruhendes Wasser tritt ein deutlicher Unterschied auf zwischen simuliertem und im physikalischen Modell beobachtetem Strömungsbild. Im Gegensatz zur Numerik zeigt der Wasserstrahl im Labor eine geringere Tendenz des Absenkens in Richtung Beckenboden, was auf eine zu hohe Absetzgeschwindigkeit im numerischen Modell hinweist.

11.6 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Vorversuche haben gezeigt, dass die Numerik die Strömungsverhältnisse in klarem Wasser ausreichend genau abbildet. Trotzdem sind Langzeitsimulationen nötig, um zu zeigen, dass der stationäre Zustand im numerischen Modell effektiv erreicht wird. Die gerechneten Geschwindigkeitsfelder werden im hydraulischen Modell durch UVP-Messungen (Ultrasonic Velocity Profiler) überprüft und das ANSYS-Modell allenfalls überarbeitet.

Da Sedimentversuche in der vorgestellten Forschungsarbeit von zentraler Rolle sind, muss die Funktionsweise des numerischen Modells für diese Szenarien optimiert werden. In zukünftigen Experimenten wird dabei auch das Hauptbecken eine initiale Feststoffkonzentration aufweisen, damit studiert werden kann, für welche IN-OUT-

Sequenzen und für welche Parameterkonfiguration ein maximaler Sedimentaustrag aus dem Becken erreicht werden kann.

11.7 Verdankung

Das vorliegende Forschungsprojekt wird vom *Competence Center Energy and Mobility (CCEM), swiss electric research und swiss energy – hydropower research* (Bundesamt für Energie) finanziert. Die Autoren danken allen Partnern für ihr Engagement.

11.8 Literatur

ANSYS CFX. User's guide, Release 12.1.

Jirka, H.G. 2004. Integral Model for Turbulent Bouyant Jets in Unbounded Stratified Flows. Part 1: Single Round Jet. Environmental Fluid Mechanics 4(1), 1-56.

Müller, M., Schleiss, A.J. 2009. Monitoring und Vorhersage der Sedimentation in Pumpspeicherwerken. Communication 40 du Laboratoire de Constructions Hydrauliques: 11. Treffen junger Wissenschafterinnen und Wissenschafter an Wasserbauinstituten, EPFL, Lausanne, Schweiz.

Schleiss, A., De Cesare, G., Jenzer Althaus, J. 2010. Verlandung der Stauseen gefährdet die nachhaltige Nutzung der Wasserkraft. Wasser Energie Luft, Heft 1, 31-40.

Schleiss, A., Oehy, C. 2002. Verlandung von Stauseen und Nachhaltigkeit. Wasser Energie Luft, Heft 7/8, 227-234.

12 Modellversuch zur neuen Hochwasserentlastung des „Degerforsen dam“ in Schweden

Valerie Neisch

Versuchsanstalt Obernach, Technische Universität München

12.1 Kurzfassung

In den letzten Jahren wurden in Schweden die Sicherheitsstandards für Staudämme bezüglich Überwachung und Bemessung überarbeitet, woraus neue Richtlinien hervorgingen, nach denen die bestehenden Kraftwerksanlagen überprüft und beurteilt wurden. Im Fall des Dammes Degerforsen in Nordschweden machte die Festlegung eines neu ermittelten Bemessungsabflusses (PMF) eine Erweiterung der vorhandenen Hochwasserentlastungsanlage erforderlich. Diese war zusammen mit einigen Optimierungen im Ober– und Unterwasser und der Problematik einer aufgetretenen Dammerosion Schwerpunkt eines physikalischen sowie eines numerischen Modellversuchs.

12.2 Abstract

During the last years the Swedish Dam Safety Guidelines have been updated concerning the design flood and the monitoring. Under these new rules the dams got a technical inspection and assessments. According to the determination of a new design flood (PMF) for Degerforsen dam a new spillway is required. With a physical model test the spillway capacity of the new design should be proved. Furthermore other components of the spillway have to be optimised. To estimate the approaching flow which caused some erosion of the embankment during the last flood a numerical model is additionally assigned.

12.3 Wasserkraftanlage Degerforsen

Am Fluss Ångermanälven in Nordschweden befindet sich der Damm Degerforsen als Teil einer Staukette größerer Wasserkraftwerke. Die Anlage wurde in den 60 Jahren errichtet, besteht aus einem 24 m hohen Steinschüttdamm, einer Hochwasserentlastung und dem Krafthaus (Leistung ca. 60 MW). Die Hochwasserentlastung besteht aus 3 Feldern mit 2 Drucksegmenten und einem Sektorverschluss. In der Versuchsanstalt wurde die Anlage im Maßstab 1:35 mit Geländebereichen ober- und unterstrom als Froudesches Modell abgebildet. Für die Leistungsfähigkeitsüberprüfung wurde zunächst der Istzustand mit den drei vorhandenen Wehrfeldern als Referenz festgehalten. Beim geforderten Stauziel von 234.5 m NN konnten bei voll geöffneter Hochwas-

serentlastung 1330 m³/s abgeführt werden. Der neu berechnete Bemessungsabfluss beträgt jedoch 2065 m³/s (PMF) und entspricht einem $HQ_{10.000}$.



Abb. 12.1: Standort des Staudamms in Schweden am Ångermanälven und Ansicht des Krafthauses und der Hochwasserentlastung von unterstrom

12.3.1 Neu geplante Hochwasserentlastung

Da die drei vorhandenen Wehrfelder das neue Bemessungshochwasser nicht abführen können, wird zusätzlich ein 4. Feld geplant. Zwischen dem letzten Wehrfeld und dem Krafthaus besteht noch ein ausreichend großer Zwischenraum von ca. 20 Metern, durch den eine Flößrinne verläuft, die in Zukunft nicht mehr betrieben wird (siehe Abb. 12.1 rechts). Die vorhandene Breite soll voll genutzt werden, so dass im Modellversuch ein 4. Wehrfeld von 17 m Breite (Naturmaß) eingebaut wird, welches ebenfalls mit einem Drucksegment verschließbar ist. Schließlich wurde mit einer angepassten Absenkung des Wehrbodens auf 226.0 m NN die geforderte Leistung beim neuen Bemessungshochwasser erzielt (siehe Abb. 12.2).

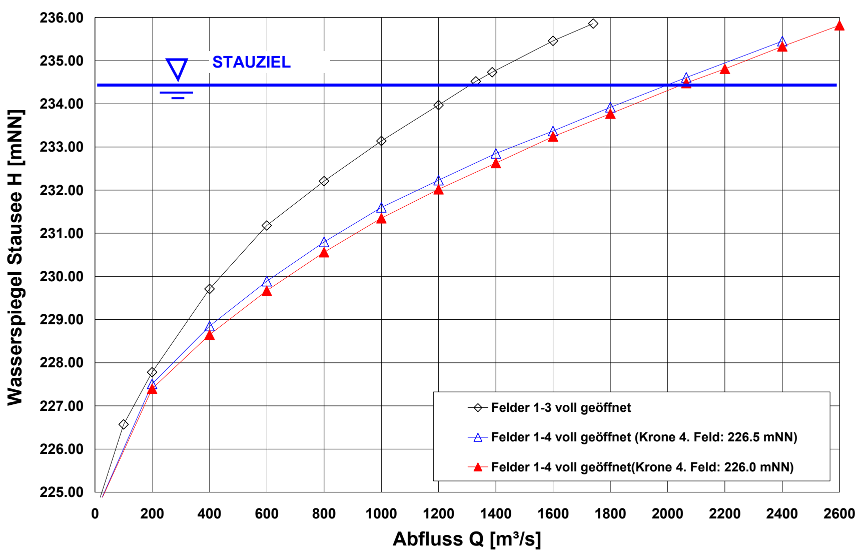


Abb. 12.2: H/Q-Beziehung mit 3 und 4 Wehrfeldern

Für den Kraftwerksbetrieb wurden auch für alle vier Felder einzeln Voll- und Teilöffnungsmessungen durchgeführt.

12.3.2 Leitwände im Unterwasser

Das Gelände verläuft unterstrom des Dammes relativ steil, so dass der Unterwasserstand auf die Leistungsfähigkeit keinen Einfluss nimmt. Der Untergrund besteht aus stabilem Fels, in den Vertiefungen gesprengt wurden, aus welchen das Material damals mit für den Dammbau genutzt wurde - ein Tosbecken existiert nicht. Nach dem letzten Hochwasser (~ 900 m³/s) kam es zu Erosionen am linksseitigen Ufer unterhalb der Hochwasserentlastung. Aus diesem Grund wurden im physikalischen Modell einige Einbauvarianten getestet, um den Schussstrahl sicher ins Unterwasser abgeben zu können, so dass das Gelände gesichert ist. Am rechtsseitigen Ufer musste ein gänzlich neuer Leitmauerverlauf gefunden werden, da hier das 4. Feld hinzukommt. Der Unterwasserstand hat auf die Energieumwandlung sehr wohl einen Einfluss, besonders bei großen Abflüssen. Da der Unterwasserstand nicht bekannt war, wurde zur Abschätzung eine 1-dimensionale Berechnung mit HEC-RAS durchgeführt. In Abb. 12.3 ist der Unterwassereinfluss für die Versuche mit einer langen geraden Leitwand (links) und der Endlösung, einem kurzen ins Unterwasser hineinragenden Sporn mit einem angrenzenden Teil der alten Leitwand des 3. Feldes (rechts) für verschiedene Unterwasserstände dargestellt. In der linken Bildreihe mit der langen Leitwand ist deutlich zu erkennen, wie sich der Wechselsprung mit steigendem Unterwasserstand zum Damm hin verlagert. Die gefundene optimierte Lösung (rechts) ist dahingegen so gut wie unabhängig vom Unterwasserstand. Die Energieumwandlung wird konzentriert zur Mitte hingeleitet, lediglich das angrenzende, gerade ‚alte’ Leitwandende (rotes PVC) wird vom Unterwasserstand unterschiedlich stark beansprucht.

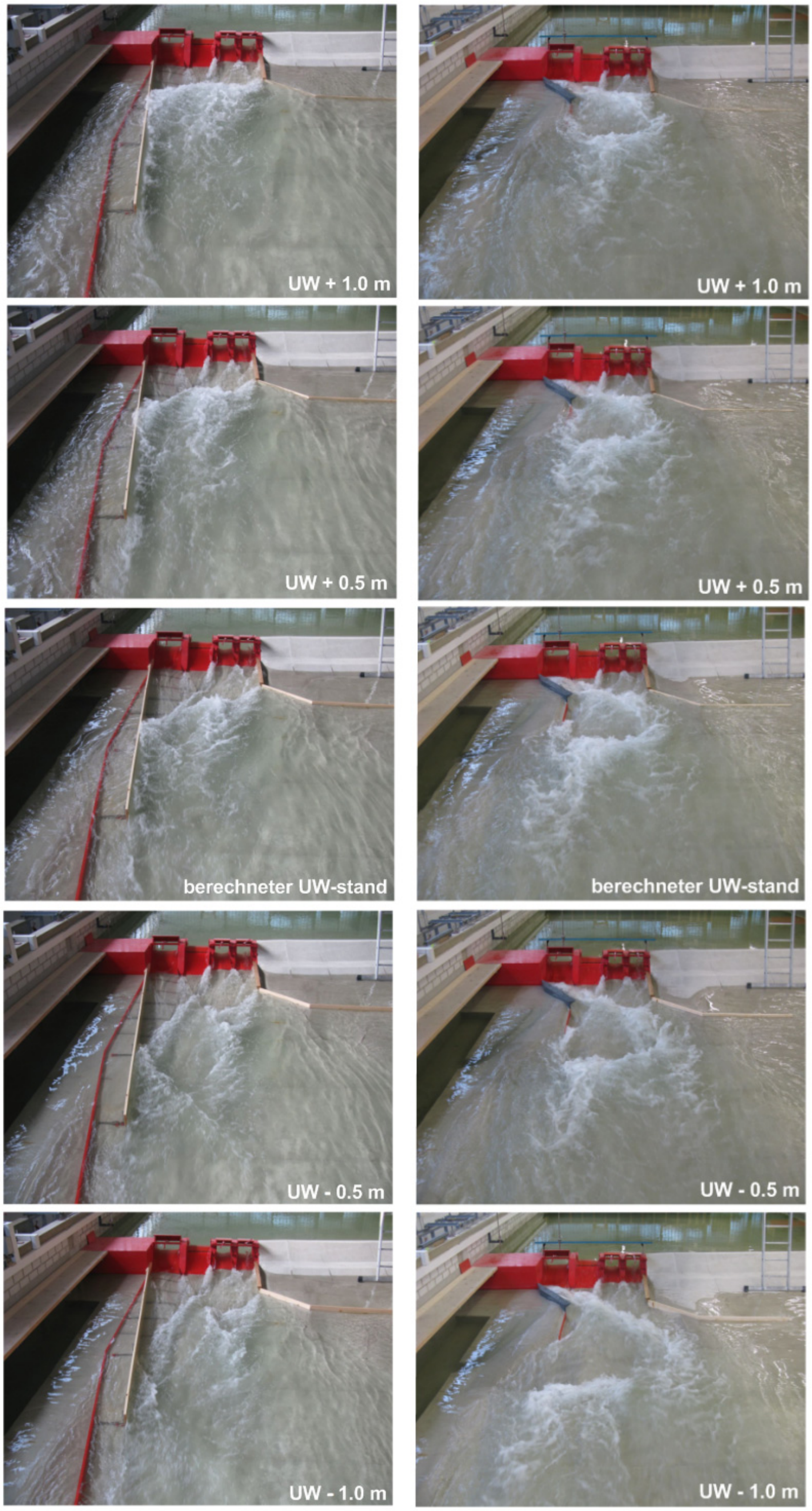


Abb. 12.3: Unterwassereinfluss bei langer Leitwand und der optimierten Form

12.3.3 Anströmung

Durch die seitliche Lage des Kraftwerks und der Hochwasserentlastung zusammen mit dem Geländeprofil des ehemaligen Flusslaufes kommt es zu einer ungünstigen parallelen Anströmung entlang der Dammböschung, die sich zur Hochwasserentlastung hin beschleunigt. Dies führte in der Vergangenheit zu einer erheblichen Erosion in unteren Bereichen der wasserseitigen Böschung (bis zu einem Meter tief), die den oberflächennahen, schrägliegenden Kern gefährdet. Daher stehen Sanierungsarbeiten an. Die ungünstige Anströmung lässt sich durch die Gegebenheiten nicht verhindern, daher muss der Damm in diesem beanspruchten Bereich ausreichend gesichert werden. Um den Strömungsangriff zu ermitteln, wurde neben Geschwindigkeitsmessungen im physikalischen Modell mit einem Mikroflügel eine 3-dimensionale numerische Berechnung mit FLOW 3D durchgeführt. In beiden Fällen musste die Strömungssituation im Oberwasser, an die Natur angelehnt dargestellt werden. Im physikalischen Modell wurde der Zufluss im Oberbecken dafür seitlich stark eingeengt, um die parallele Dammanströmung zu erzielen (siehe Abb. 12.4).

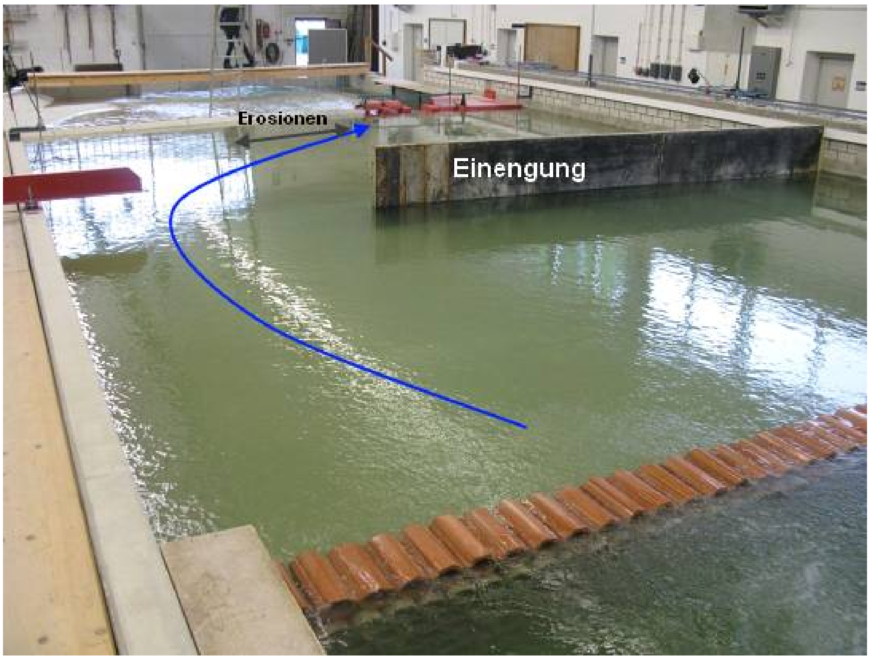


Abb. 12.4: Damm parallele Anströmung

Im numerischen Modell wurde der Zufluss ebenfalls seitlich durch einen schräg gestellten Einlaufblock simuliert. Die Geschwindigkeitsmessungen stimmten für den Fall des Bemessungshochwassers ausreichend gut überein und erreichen nahe der Hochwasserentlastungsanlage Werte bis 2 m/s. Dieser maximale Wert kann zur Dimensionierung der Dammsicherung hergenommen werden.

13 Zur Widerstandsfähigkeit von verzahnten Setzsteindeckwerken gegen Seegangsbelastung

Fabian Gier

Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft,
Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen

13.1 Kurzfassung

Setzsteindeckwerke dienen der flächenhaften Befestigung von Ufer-, Damm- und Deichböschungen. Im Küstenbereich ist es Aufgabe der Deckwerke, die Energie brandender Wellen in turbulente Diffusion umzuwandeln, wohingegen an Binnenwasserstraßen die Sicherung von angrenzenden Bauwerken und der Erhalt der Verkehrssicherheit im Vordergrund stehen.

Setzsteindeckwerke bestehen aus einzelnen Steinen, die entweder zueinander lose verlegt werden oder mit einer zusätzlichen Verzahnung verbunden sind. Die Hauptbelastung eines Deckwerks erfolgt durch das Auftreffen der Brecherzunge eines Sturzbrechers auf die Setzsteine und durch den welleninduzierten Auftrieb. Bisher sind in der Literatur Bemessungsansätz nur für lose verlegte Setzsteindeckwerke vorhanden. Der Mehrgewinn an Stabilität durch eine Verzahnung wird bisher nicht beschrieben Im vorliegenden Bericht wird der Stand der Forschung hinsichtlich der Ermittlung der Widerstandsfähigkeit eines lose verlegten Setzsteindeckwerks aufgezeigt, um anschließend den Forschungsbedarf zu beschreiben, der bei Setzsteindeckwerken mit Verzahnung besteht.

13.2 Einleitung

Uferböschungen im Küsten- und Ästuarbereich, aber auch an Kanälen und Flüssen werden durch Strömungen und Wellen belastet. Die Aufgabe von Deckwerkskonstruktionen besteht in der Sicherung des Ufers gegen Erosion, um beispielsweise den Erhalt der Standsicherheit von Hochwasserschutzbauwerken zu gewährleisten. Deckwerke können auf unterschiedlichste Weisen gestaltet werden, wie z.B. als Schüttsteindeckwerke oder monolithische Deckwerke. Gegenstand der nachfolgenden Ausführungen sind ausschließlich Deckwerke aus Setzsteinen, die entweder lose zueinander verlegt werden oder durch eine Verzahnung zusätzlich gesichert sind. Die Verzahnung, die wie in Abb. 13.1 dargestellt direkt oder indirekt ausgebildet werden kann, dient der Erhöhung der Widerstandsfähigkeit gegen externe Belastungen.

Bisher sind in der Literatur nur Bemessungsansätze für lose verlegte Setzsteindeckwerke zu finden. Die Auswirkung einer Verzahnung auf die Widerstandsfähigkeit gegen

externe Belastung ist bisher nicht berücksichtigt worden. Nachfolgend werden Bemessungsregeln aufgezeigt, um die externe Belastung auf Deckwerken zu quantifizieren, die unabhängig von einer Verzahnung auf ein Deckwerk wirkt. Anschließend wird der Stand des Wissens bezüglich der Widerstandsfähigkeit von lose verlegten Setzsteindeckwerken vorgestellt. Darauf aufbauend wird der notwendige Forschungsbedarf herausgearbeitet, um die Anwendung vorhandener Bemessungsansätze auf verzahnte Deckwerke zu erweitern. Den Abschluss bilden eine Zusammenfassung und ein Ausblick.

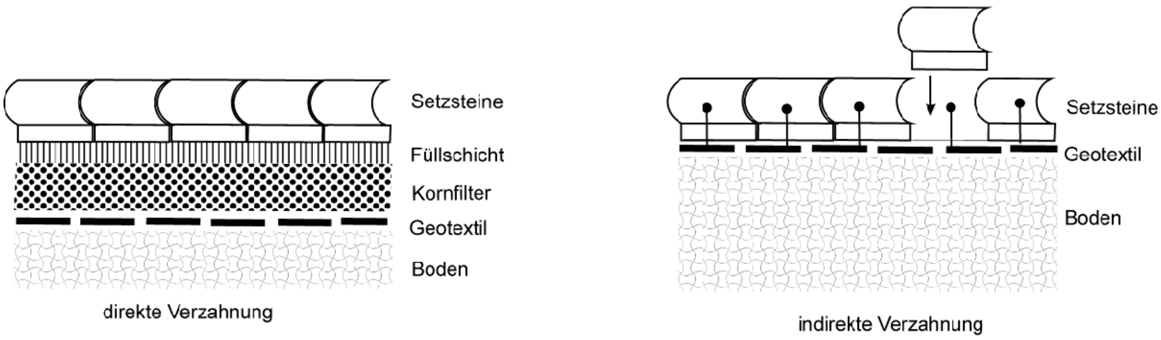


Abb. 13.1: Beispiele für ein Setzsteindeckwerk mit einer direkten und indirekten Verzahnung

13.3 Belastungen auf ein Setzsteindeckwerk

13.3.1 Einführung

Deckwerke werden sowohl mechanisch (z.B. durch Schiffsstoß, Ankerwurf) als auch durch natürliche Umwelteinflüsse wie z.B. Seegang im Küstengebiet oder durch küsten- bzw. uferparallelen Strömungen beansprucht. Im Nachfolgenden werden nur Belastungen resultierend aus Seegang diskutiert, da diese die stärkste Beanspruchung für ein Deckwerk darstellen (Rijkswaterstaat, 1998).

Bezüglich der Seegangsbelastung werden aus Gründen der Funktionalität folgende Hauptanforderungen an Setzsteindeckwerke gestellt:

- ausreichende Widerstandsfähigkeit gegen welleninduzierten Auftrieb, verursacht durch einer
- ausreichende Widerstandsfähigkeit des Deckwerks gegen auftreffenden Wellenschlag.

Die gestellten Anforderungen an das Setzsteindeckwerk können nur erfüllt werden, wenn die Setzsteine zusammen mit der unterliegenden Deichkonstruktion auf die zu erwartende Belastung ausgerichtet sind. Fragestellungen hinsichtlich der Wahl der Materialien, deren Abfolge und Schichtstärke sowie das Neigungsverhältnis des Deiches sind demnach zu Beginn der Bemessung zu klären. Ein nach den Regeln der Technik anerkannter Aufbau eines Setzsteindeckwerks sieht im Anschluss an die Setzsteine

beispielsweise einen Kornfilter als hydraulischen Filter, ein Geotextil als mechanischen Filter und einen Sandkern als Untergrundmaterial vor (CUR, 1995).

13.3.2 Belastung durch Wellenzyklen

Über die Verlegungsfugen gelangt Wasser während des Wellenauflaufs in die Unterkonstruktion des Setzsteindeckwerks. Das in den Deich eingedrungene Wasser läuft während des Wellenablaufs im Vergleich zur luftseitigen Böschung bedeutend langsamer ab, wodurch Druckhöhenunterschiede entstehen. Diese Druckhöhenunterschiede verursachen wiederum Auftriebskräfte, die gegen die Unterseite der Setzsteine wirken. Der Wirkungsbereich der Auftriebskräfte erstreckt sich auf den Bereich zwischen dem Wellenauflauf und –ablauf. Die Auftriebskräfte erreichen ihr Maximum am tiefsten Ablaufpunkt der Welle.

Die Ermittlung des resultierenden Druckhöhenunterschieds kann auf empirische Weise erfolgen (Pilarczyk, 2001) oder durch die analytische Lösung der Grundwasserströmungsgleichung in der Filterschicht (Bezuijen et al., 1990, Klein Breteler und Bezuijen, 1992). Die analytischen Methoden unterscheiden sich aufgrund der identischen Basis nur geringfügig voneinander. Als Beispiel für eine analytische Methode zur Ermittlung des maximalen Druckhöhenunterschieds auf lose Setzsteindeckwerke infolge einer zyklischen Wellenbelastung stellen Burger et al. (1989) vor:

$$\phi_W = \left[\frac{\lambda}{2 \tan\alpha \cdot \tan\beta} \left(1 - e^{-\tan\alpha \cdot \tan\beta \cdot \phi_b / \lambda}\right) + \frac{1}{2}\lambda \right] \left[1 - e^{-2\phi_b / \lambda}\right] \tag{1}$$

mit:

ϕ_W maximaler Druckhöhenunterschied über der Deckschicht [m]

β Winkel der Wellenfront [°]

ϕ_b Druckhöhe der Wellenfront [m]

α Böschungswinkel [°]

λ Vertikale Leakage-Länge [m]

Die Druckhöhe ϕ_b und der Winkel β der Wellenfront berücksichtigen in der Gleichung (1) die Stärke der externen Belastung. Der Böschungswinkel α und die vertikale Leakage-Länge λ, die das Verhältnis zwischen der Durchlässigkeiten der Deckschicht und der anschließenden Filterschicht wiedergibt, berücksichtigen die Deichkonstruktion. Aus Gleichung (1) folgt, dass die Deichkonstruktion inklusive des Setzsteins neben den Seegangsparametern entscheidenden Einfluss auf die Größe der wirkenden Druckhöhenunterschiede ausübt.

13.3.3 Druckschlagbelastungen durch Sturzbrecher

Neben der Belastung durch Wellenangriff werden Deckwerke besonders durch Sturzbrecher stark beansprucht. Sturzbrecher entstehen, wenn die Brecherkennzahl, die das Verhältnis zwischen Böschungsneigung und Wellensteilheit beschreibt, einen Wert zwischen 0,5 und 3,3 annimmt (EAK, 2002). Bei Sturzbrechern löst sich aus der fast senkrechten Wellenfront eine Wassermasse aus dem Wellenkamm und bricht auf dem Deckwerk. Durch das Aufschlagen der Brecherzunge auf die Böschung treten kurzfristig sehr hohe Druckspannungen auf, die als Druckschläge bezeichnet werden. Die Druckschlagbelastung für ein Setzsteindeckwerk ist am höchsten, wenn die Brecherzunge auf eine wasserfreie Böschung trifft und die Verlegungsfugen noch mit Wasser gefüllt sind. In diesem Fall wirkt die Brecherzunge ähnlich wie eine hydraulische Presse. Befindet sich dagegen im Moment des Aufschlags der Brecherzunge Wasser auf der Böschung, wird die Druckschlagbelastung gedämpft und ist ab einem Wasserstand von 10 cm nicht mehr nachzuweisen (Führböter, 1966).

Nach Schüttrumpf (2002) wird der Auftreffpunkt der Brecherzunge folgendermaßen definiert:

$$\frac{z_{Auf}}{H_S} = 0{,}8 + 0{,}6 \cdot \tanh(\xi_d - 2{,}1) \quad \text{für } 0{,}6 \leq \xi_d \leq 6{,}0 \qquad (2)$$

mit:

z_{Auf} Auftreffpunkt der Brecherzunge [m]

H_S Signifikante Wellenhöhe [m]

ξ_d Brecherkennzahl am Deichfuß [-]

Im Gegensatz zum Auftreffpunkt ist die analytische Berechnung des maximal einwirkenden Drucks auf ein Setzsteindeckwerk durch die rein zufällige Zusammensetzung des Wasser-Luft-Gemischs der Brecherzunge nicht möglich. Führböter und Sparboom (1988) entwickelten mit Hilfe von systematischen Messungen im Großen Wellenkanal Hannover (GWK) folgende empirische Formel zur Berechnung des maximal einwirkenden Drucks, die sie mit umfassenden Naturmessungen an Deichen der deutschen Nordseeküste vergleichen:

$$p_{\max 99{,}9\%} = C \cdot \frac{1}{n} \cdot \rho_W \cdot g \cdot H_S \qquad (3)$$

mit:

$P_{max99{,}9\%}$ Maximaler Druck bei 99,9% Unterschreitungshäufigkeit [N/m²]

n Neigung der Böschung [-]

ρ_W Dichte des Wassers [kg/m³]

g Erdbeschleunigung [m/s²]

H_S Signifikante Wellenhöhe [m]

C Empirischer Koeffizient [-]

In der Literatur liegt der Wertebereich für den empirischen Koeffizienten C zwischen 24 und 30. Daraus kann gefolgert werden, dass die Gleichung (3) zwar Ansatzwerte für die Höhe der Druckschlagbelastung liefert, jedoch als Eingangswert eines Bemessungsansatzes zu ungenau ist.

13.4 Widerstandsfähigkeit eines Setzsteindeckwerks ohne Verzahnung

13.4.1 Widerstandsfähigkeit Setzsteindeckwerks gegen Wellenangriff

Wie in Abschnitt 13.3.2 gezeigt worden ist, wirken Auftriebskräfte während des Wellenablaufs auf die Unterseite der Setzsteine. Die Belastungssituation eines einzelnen Setzsteins infolge der angreifenden Kräfte ist in Abb. 13.2 dargestellt. Ein Setzstein wird aus dem Verbund gepresst, wenn die wirkende Auftriebskraft F_L – verursacht durch Wellenablauf - die Reibungskraft F_f und die Gewichtskraft F_g des Setzsteins übersteigt. Die Auftriebskraft ergibt sich aus der Integration des Auftriebdrucks über die Setzsteinlänge.

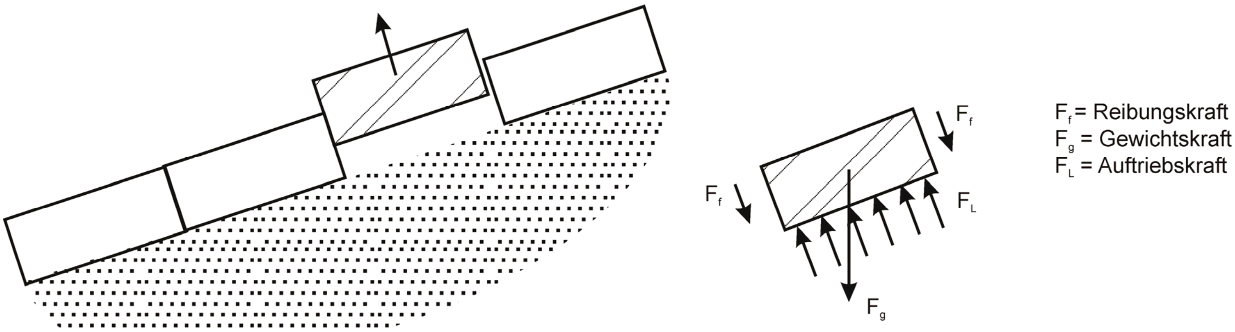


Abb. 13.2: Einwirkende Kräfte auf einen Setzstein (verändert nach CUR, 1995)

Bezugnehmend auf die Gleichung (39.1) kann die Widerstandskraft eines Setzsteins ohne Verzahnung nach Bezuijen und Breteler (1996) als maximale Druckhöhendifferenz über die Deckschicht folgendermaßen beschrieben werden:

$$\phi_{St} = \Delta \cdot D_S (\cos\alpha + w_f \sin\alpha) \qquad (4)$$

mit:

ϕ_{St} maximaler Druckhöhenunterschied über der Deckschicht ohne Anheben eines Setzsteins [m]

Δ relative Setzsteindichte [-]

D_S Setzsteindicke [m]

α Böschungswinkel [°]

w_f Reibungskoeffizient zwischen den Setzsteinen [-]

Setzsteine können aus dem Deckwerk gepresst werden, wenn der maximale Druckhöhenunterschied über der Deckschicht ϕ_{St} (vgl. Gleichung (4)) den maximalen Druckhöhenunterschied über dem gesamten Deckwerk ϕ_W (vgl. Gleichung (3)) unterschreitet (Bezuijen et al., 1990).

13.4.2 Widerstandsfähigkeit des Setzsteindeckwerks gegen die Druckschlagbelastung

Die Druckschlagbelastung kann nach Rijkswaterstaat (1998) die Deckwerkkonstruktionen auf drei unterschiedliche Weisen gefährden. Zum einen kann die kurzfristige, hohe Druckspannung zu einer Schwächung bzw. Zerstörung des einzelnen Deckschichtelements führen. Diese Versagensart kann bezüglich eines Setzsteindeckwerks ausgeschlossen werden, da davon auszugehen ist, dass das eingesetzte Setzsteinmaterial eine ausreichende Druckfestigkeit besitzt. Zum Anderen kann der Untergrund infolge wiederholter Druckschläge versagen. Diese Gefährdung ist vornehmlich von den eingebauten Materialien der Deichunterkonstruktion abhängig und soll daher in diesen Kontext nicht weiter verfolgt werden. Die größtmögliche Gefährdung des Setzsteindeckwerks besteht jedoch in der Sprengwirkung in Rissen, Spalten oder Fugen des Deckwerks. Enorme Auftriebskräfte treten durch den kurzfristigen Wechsel zwischen der sehr hohen Druckschlagbelastung und der anschließenden Entlastung auf. Wie in Abschnitt 13.3.3 bereits erläutert worden ist, kann aufgrund der Unsicherheit über die Stärke der einwirkenden Druckschlagbelastung keine Aussage über die nötige Widerstandsfähigkeit gegen Auftrieb des Setzsteindeckwerks diesbezüglich getroffen werden.

13.5 Forschungsbedarf

Wie in den Abschnitten 13.4.1 und 13.4.2 gezeigt wurde, entstehen sowohl durch den Wellenangriff als auch durch die Druckschlagbelastung Auftriebskräfte, die die Stabilität des Setzsteindeckwerks gefährden. Anhand der Abb. 13.2 ist zu erkennen, dass das Zusammenspiel der Auftriebskraft F_L, der Reibungskraft F_f und der Gewichtskraft F_g über die Sicherheit gegen Auftrieb des Setzsteindeckwerks entscheidet.

Eine Möglichkeit die Widerstandsfähigkeit zu erhöhen, liegt in der Steigerung der Gewichtskraft des Setzsteins durch die Erhöhung der Steindicke. Durch den erhöhten Ma-

terialeinsatz und den dementsprechenden Mehrkosten ist dieser Weg jedoch nur beschränkt zu empfehlen. Des Weiteren kann die Stabilität des Setzsteindeckwerks erhöht werden, indem die Auftriebskraft reduziert wird. Diese Reduktion kann durch den Einbau eines grobkörnigen Filters oder durch eine Vergrößerung des Fugenabstands erreicht werden. Durch die verbesserte Durchlässigkeit können aufkommende Druckunterschiede schneller ausgeglichen werden. Die Vergrößerung des Fugenabstands hat jedoch zur Folge, dass die Reibungskraft, die der Auftriebskraft entgegen wirkt, reduziert wird.

Setzsteine mit einer Verzahnung erhöhen die Reibungskraft zwischen den Steinen bei gleichbleibenden Materialeinsatz ohne jedoch die Durchlässigkeit zu mindern. Durch eine Verzahnung kann daher eine Optimierung der Widerstandsfähigkeit von Setzsteindeckwerken gegen Auftrieb erreicht werden.

13.6 Zusammenfassung und Ausblick

Setzsteindeckwerke sind vornehmlich gefährdet durch Wellenangriff und Druckschlagbelastung. In der Literatur finden sich Bemessungsregeln zur Bestimmung der Belastung infolge von Wellenangriff, wohingegen die Druckschlagbelastung auf ein Deckwerk nur grob abgeschätzt werden kann. Des Weiteren wird aufgezeigt, dass durch die beschriebenen Belastungen Auftriebskräfte entstehen, die die Stabilität des Setzsteindeckwerks gefährden. Bemessungsansätze für die Widerstandsfähigkeit von Setzsteindeckwerken gegen Auftrieb sind bisher nur für lose verlegte Setzsteindeckwerke vorhanden. Der Stabilitätszugewinn durch die Erhöhung der Reibungskräfte mit einer Verzahnung findet bisher keine Berücksichtigung in den vorhandenen Ansätzen. Aufgrund der Komplexität der Fließvorgänge im Deckwerk ist die Quantifizierung des Mehrgewinns durch eine Verzahnung mit einer analytischen Herangehensweise nicht möglich, sondern kann nur mit Hilfe von großmaßstäblichen Modellversuchen erreicht werden. Mit Hilfe der Versuchsergebnisse in Verbindung mit dem detaillierten Wissen sowohl über den Aufbau des Setzsteindeckwerks als auch über die wirkende Belastung können Rückschlüsse auf den Mehrgewinn an Stabilität durch eine Verzahnung gezogen werden.

13.7 Literatur

Bezuijen, A. u. Breteler, M. K. (1996): Design formulas for block revetments. In: Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering-Asce, Vol. 122, No. 6, pp. 281-287. - ISSN 0733-950X

Bezuijen, A.; Klein Breteler, M. u. Burger, A. M. (1990): Placed block revetments. In: Coastal protection : proceedings of the Short Course on Coastal Protection,

Delft University of Technology, 30 June - 1 July 1990 / Pilarczyk, Krystian W. Rotterdam [u.a.]: Balkema, pp. 289-326. - ISBN 90-6191-127-3

Burger, A. M.; Klein Breteler, M.; Banach, L. u. Bezuijen, A. (1989): Analytical design method for block revetments: paper presented at the 21th International Conference on Coastal Engineering, Malaga, Spain, 22 - 25 June 1988. / Burger, A. M. Delft: Delft Hydraulics Laboratory, (Publication / Delft Hydraulics Laboratory; 402;

CUR (1995): Design manual for pitched slope protection. Rotterdam [u.a.]: Balkema - ISBN 90-5410-606-9

EAK (2002): Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken. Heide: Westholsteinische Verl.-Anst., Boyens

Führböter, A. (1966): Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Hannover: Franzius-Inst.

Führböter, A. u. Sparboom, U. (1988): Shock Pressure Investigations on Prototype Sea Dykes caused by Breaking Waves. Delft:

Klein Breteler, M. u. Bezuijen, A. (1992): Simplified design method for block revetments. London: Telford, pp. 1-14. - ISBN 0-7277-1672-7

Pilarczyk, K. W. (2001): Design of revetments.

Rijkswaterstaat (1998): Dikes and revetments: design, maintenance and safety assessment. Rotterdam [u.a.]: Balkema - ISBN 90-5410-455-4

Schüttrumpf, H. (2002): Wellenüberlaufströmung Bei Seedeichen; : - Experimentelle Und Theoretische Untersuchungen - ; KFKI-Projekt 61. [s.l.: Leichtweiss-Institut für Wasserbau, TU Braunschweig, pp. 1 - 127.

14 Water and Energy – Challenges for the Future

Gabriele Harb und Gerald Zenz

Institute of Hydraulic Engineering and Water Resources Management,
Graz University of Technology

14.1 Zusammenfassung

Wasserkraft ist eine der wichtigsten erneuerbaren Energiequelle in Südosteuropa (Southeast Europe - SEE). Aus diesem Grund und in Hinblick auf die Umsetzung der Erneuerbaren-Energie-Richtlinien der Europäischen Union soll die Produktion von Energie aus Wasserkraft gesteigert werden. Die Nutzung der Wasserkraft verursacht jedoch hydro- und morphologische Veränderungen im Fließgewässer und beeinträchtigt damit die ökologische Durchgängigkeit sowie aquatische Lebensräume. Das EU-Projekt SEE Hydropower beschäftigt sich mit der Stromerzeugung aus Wasserkraft und der Optimierung der Verwendung von vorhandenen Wasserressourcen mit Schwerpunkt auf deren nachhaltiger Nutzung. Im ersten Teil des Projekts wurde der Stand der Gesetze und des nationalen Gewässermanagements betreffend Wasserkraft untersucht. Dabei sind signifikante Unterschiede beim Stand der nationalen Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie fest zu stellen. Der Schwerpunkt in diesem Beitrag liegt auf der Vorstellung des Projektes SEE Hydropower und den Ergebnissen betreffend die Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie in den Projektpartnerländern.

14.2 Abstract

Hydropower is one of the most important renewable energy sources in Southeast Europe. On a global scale it helps to increase the share of electricity production by renewable sources, but on a local scale it creates ecological impacts in river ecosystems. The EU-project “SEE Hydropower” deals with the optimization of water resources management and the improvement of hydropower implementation with respect to the environment. The objectives of the project are the review of the state of national legislations and the national water resources management concerning hydro power implementation as well as the summarization of different management methodologies for reservoir operation in the Southeast European partnership countries. Concerning the implementation status of the Water Framework Directive significant differences were observed in the national legislation and the national and regional water resources management in the project area. In this paper the main focus is laid on the presentation of the EU project “SEE Hydropower” and on its results concerning the implementation of the Water Framework Directive and the existing differences between the project countries.

14.3 Introduction

Due to the fact that in Southeast Europe (SEE) water is one of the most important resources for renewable energy production the project "SEE Hydropower" is an important part of the Southeast Europe Programme, which is funded by the European Union. The project shall contribute to improve the water resources management for a growing renewable energy production in Southeast Europe. The project's aim is a better utilization of water concerning hydropower production regarding renewable energy sources development, preserving the environmental quality and minimizing the flood risk. SEE Hydropower is carried out by 12 partners coming from Austria, Greece, Italy, Moldova, Romania and Slovenia.

14.4 Background

In the Southeast European countries the structure of electricity production concerning the different energy sources is quite similar. As shown in Abb. 14.1 hydropower and fossil fuels are dominating the market. Therefore hydropower plays an important role to reach the targets set by the European Union in the RES-e Directive 2001/77/EC.

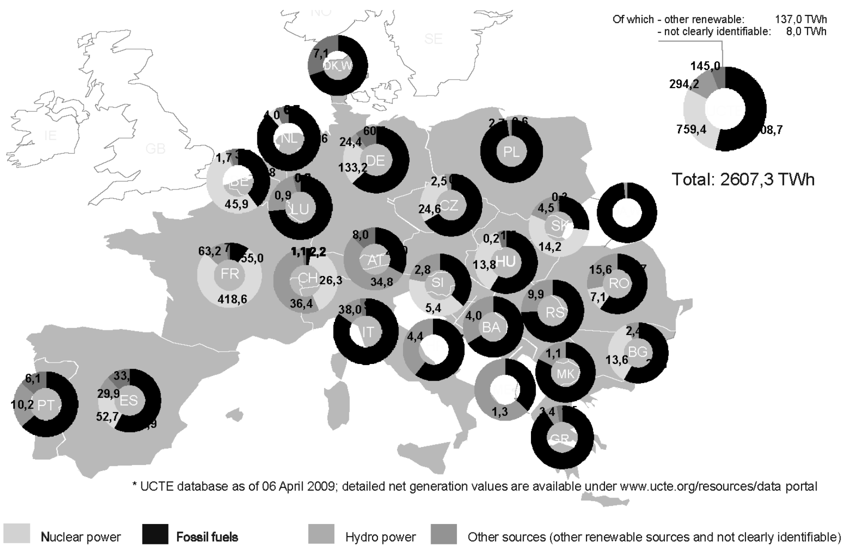


Abb. 14.1: Electricity production in Continental Europe in TWh (source: UCTE, 2009)

The electricity production by hydropower shows advantages for the global CO_2 balance but creates at the same time ecological impacts on the river ecosystems on a local scale. Affecting the connectivity of water bodies and injuring river ecosystems has severe hydrological effects. For this reason the Water Framework Directive 2000/60/EC obliges member states to reach a "good ecological status" in water bodies by the year 2015. Administrators in Southeast Europe are facing an increasing water demand, but are lacking reliable tools to evaluate the effects of water withdrawal on river systems. In

addition, competition between water users is becoming a serious problem. So there is a strong need of accurate planning and optimizing the management of water resources.

14.4.1 Divergent objectives in the Water Framework Directive (WFD) and the RES-e Directive

The implementation of the Water Framework Directive is a great challenge for all member states of the European Union. The classification of surface water bodies is based on biological, hydro morphological, chemical and physico-chemical quality elements (European Parliament, 2000). To reach the targets of the Water Framework Directive, the minimum instream flow of hydropower plants has to be increased and hydropeaking has to be reduced. As a consequence of these measures the hydropower production will decrease. For example in Austria the loss of hydropower production will be about 15 % for small hydro power and about 9 % for hydropower bigger than 10 MW (Stigler et al, 2005).

The objectives mentioned above are causing a conflict between the targets of the WFD and the aims of the RES-e Directive. On the one hand river ecosystems shall be protected, which means a decrease of hydropower production and on the other hand the generation of electricity out of renewable sources, including hydropower as a very important source, shall be increased.

14.5 Methods

The SEE Hydropower region includes 6 countries, Austria, Greece, Italy, Moldova, Romania and Slovenia. In Abb. 14.2 the area of the Southeast Europe Programme is shown. The domiciles of the 12 SEE Hydropower project partners are indicated by stars.



Abb. 14.2: Southeast Europe Programme region with countries of the study area (source: Southeast Europe Transnational Cooperation Programme, 2009)

14.5.1 Review of the state of national legislation and the national water resources management

Based on the review of the official documents concerning the implementation of the Water Framework Directive in the member states of the European Union a questionnaire was designed and sent to all project partners. The questions were related to the status of water resources management and the national procedures concerning hydro power implementation in the SEE partnership countries. The most important part was the evaluation of the national problems and targets concerning the implementation of the Water Framework Directive and the RES-e Directive. Especially for the WFD a lot of documents were available only in the national languages. Therefore the required data has been collected and translated by the project partners in order to give an overview of the countries involved and to be able to compare the implementation status of the different directives (SEE Hydropower, 2010).

14.6 Results and Discussion

14.6.1 State of national legislation regarding the permission process for new hydropower plants

An EU Directive gains legality when it is ratified by the national legislation. The Water Framework Directive was transposed in time by all new member states including Bulgaria and Romania. In contrast, most of the former EU 15 member states did not transpose the directive in the required time, among these Belgium, Finland, France, Germany, Italy, Luxemburg, the Netherlands, Portugal, Sweden and the United Kingdom (Commission of the European Communities, 2007).

The implementation of the WFD and the RES-e Directive causes amendments and substitutions of laws concerning the permission of hydropower plants. In practice, the permission process often differs largely from the original schedule. This leads to a discouragement of potential investors and hinders investments in RES-e projects (SEE Hydropower, 2010).

The most important but also the most time consuming part in the permission process for new hydropower plants is the Environmental Impact Assessment (EIA). There is a wide range of necessary studies and documents for the Environmental Impact Assessment. They vary largely depending on the country, the capacity of the hydropower plant, the size of the reservoir and the ecological status of the affected river section.

14.6.2 Divergent objectives of the Water Framework Directive and the RES-e Directive

The divergent objectives of the Water Framework Directive and the RES-e Directive require accurate coordination of the National Action Plans. So the objectives determined in the National Action Plans according to the RES-e Directive have to be harmonized with the environmental objectives defined in the National Action Plans according to the WFD and nature preservation. The coordination of opposite interests mentioned above is not only difficult on a national level, but also on a local, regional and international level. In most countries of the SEE Hydropower study area the WFD and the RES-e Directive are under the competency of different ministries. This causes the need of harmonizing different activities on an intersectional level.

14.6.3 Actual status of the rivers in Southeast Europe

The implementation of the Water Framework Directive forced the EU member states to evaluate the actual status of the national river systems according to the criteria constituted by the European Union. Most of the member states succeeded in reporting the actual status in time. As one of the countries which failed to submit all the necessary information related to the actual status of the river systems, Italy has to be mentioned. There the new classification scheme in compliance with the WFD definition of the ecological status has been put into force in 2009 and will be implemented in national law in 2010. In Italy the “poor or bad ecological status” is mainly determined by biological parameters. In Greece the ecological status of a large number of rivers (174 out of 379) is still unknown and the pollution and the chemical status of the rivers are the main problems. At a national level Romania identified as the main problems the pollution with organic substances as nutrients and with hazardous substances as well as hydro morphological alterations. Considering the different problems it becomes obvious that each country has to deal with different difficulties. In Austria, for example, the hydro morphological conditions are causing great problems (BMLF, 2005).

14.7 Conclusions

The implementation of the WFD and RES-e Directive with their evidently divergent objectives is a major task for all stakeholders. The review of the national legislation and the status of water resources management in the Southeast European countries showed that some countries have already defined their targets; others still have backlogs. The national legislation and the permission process of hydropower plants are still divergent. The modification of the permission process, especially the conditions for the Environmental Impact Assessment, has not been finished in most of the Southeast European countries. Due to this fact, it is very difficult for investors to get permissions for new hydropower plants.

14.8 Acknowledgements

The project SEE Hydropower is funded by the Southeast Europe Programme of the European Union. The data for this report was collected by our project partners ERSE S.p.a. (Italy), University of Ljubljana (Slovenia), Ministry of Environment and Spatial Planning (Slovenia), University “Politehnica” of Bucharest (Romania), National Water Administration “APELE ROMANE” (Romania), Prefecture of Serres Province (Greece) and the Prefecture of Arta Province (Greece).

14.9 References

BMLF (2005). EU-Water Framework Directive 2000/60/EG: Austrian report on the current situation of water bodies and rivers. Vienna, BMLF, Austria.

Commission of the European Communities (2007). Communication from the commission to the European parliament and the council towards sustainable water management in the European Union - First stage in the implementation of the Water Framework Directive 2000/60/EC. Brussels, Belgium.

European Parliament and Council of the European Union (2000). DIRECTIVE 2000/60/EC OF THE EUROPEAN PARLIAMENT AND OF THE COUNCIL of 23 October 2000 establishing a framework for Community action in the field of water policy. Official Journal of the European Communities. L 327.

European Parliament and Council of the European Union (2001). DIRECTIVE 2001/77/EC OF THE EUROPEAN PARLIAMENT AND OF THE COUNCIL of 27 September 2001 on the promotion of electricity produced from renewable energy sources in the internal electricity market. Official Journal of the European Communities. L 283.

SEE Hydropower (2010). Manual for sustainable surface water resources management within the framework of WFD and RES-E Directives. (in preparation). Graz University of Technology, Austria.

Nicolosi M. and Fuersch M. (2009). Implications of the European Renewables Directive on RES-E Support Scheme Designs and its Impact on the Conventional Power Markets. In: IAEE Energy Forum, 18 (3), S. 25-29

Southeast Europe Transnational Cooperation Programme (2010). Projects - SEE Hydropower. http://www.southeast-europe.net/en/projects/approved_projects/?id=97 (accessed 15.02.2010)

Stigler H., Huber C., Wulz C. and Todem C. (2005). Energiewirtschaftliche und ökonomische Bewertung potentieller Auswirkungen der Umsetzung der EU-Wasserrahmenrichtlinie auf die Wasserkraft. (Energy-economical and financial evaluation of the consequences of the WFD implementation on the hydropower production). Institute of Electricity Economics and Energy Innovation, Graz University of Technology, Austria.

UCTE Union for the Coordination of Transmission of Electricity (2009). Net generation 2007. http://www.entsoe.eu/fileadmin/user_upload/_library/resources/statistics/e_production_2007.pdf (accessed 08.03.2010)

15 Hydrologisch-hydraulische Modellierung von alpinen Einzugsgebieten mit komplexen Kraftwerksanlagen

Martin Bieri und Anton J. Schleiss

Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH),
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

15.1 Kurzfassung

Die Simulation von Oberflächenabflüssen in alpinen Einzugsgebieten mit komplexen Wasserkraftanlagen wird durch ein speziell entwickeltes Programm Routing System ermöglicht, das sowohl eine hydrologische Modellierung als auch betriebliche Operationen von Wasserkraftwerken erlaubt. Das Modell ermöglicht den Betrieb eines komplexen Speicherkraftwerks und deren Auswirkungen auf das Flusssystem unter Berücksichtigung natürlicher und anthropogener Einflussgrössen zu simulieren. Die vorliegende Publikation beschreibt die Modellierung des Kraftwerks Oberhasli, eines der wohl komplexesten Speicherkraftsysteme in der Schweiz.

15.2 Abstract

The simulation of run-off in an alpine catchment area equipped with complex hydropower schemes is presented by the help of an especially developed tool, called Routing System, which can combine hydrological modelling and operation of hydraulic elements. The model allows simulating the operating mode of complex storage hydropower plants and its impacts on the downstream river system for different scenarios, taking into account natural and anthropogenic influences. The paper presents the modelling of the Oberhasli hydropower scheme, probably one of the most complex one in Switzerland.

15.3 Einleitung

Die alpinen Speicherkraftwerke sind in der Lage die unregelmässig anfallende Elektrizitätsproduktion aus erneuerbaren Quellen im europäischen Verbundnetz aufzuwerten. Durch den flexiblen Betrieb dieser Anlagen entstehen in den Flüssen unterhalb der Wasserrückgabe sogenannte Schwall- und Sunkerscheinungen. Das vorliegende Forschungsprojekt hat zum Ziel, eine allgemein anwendbare Methodologie zur Entschärfung der ökologischen negativen Auswirkungen zu erarbeiten. Umwelttechnische, wasserbauliche und wirtschaftliche Kriterien sind zu berücksichtigen.

Die Methodologie wird auf der Grundlage einer konkreten Fallstudie entwickelt. Die Kraftwerksanlage Oberhasli (KWO) im Kanton Bern in der Schweiz ist ein komplexer Vertreter eines typischen Speicherkraftwerks im alpinen Raum. Zur Modellierung des Einzugsgebietes wurde die Software *Routing System* verwendet (Dubois 2005).

Im Rahmen des Kalibrierungs- und Validierungsprozesses des Modells wurden das die Hochwasserereignisse 2005 und 1987 simuliert. Die Resultate entsprechen den angestrebten Qualitätskriterien und belegen die Möglichkeit von Abflusssimulationen in stark beeinflussten Einzugsgebieten.

15.4 Grundlagen

15.4.1 Einzugsgebiet der Aare oberhalb des Brienzersees

Das Einzugsgebiet der Aare oberhalb Brienzwiler erstreckt sich über 554 km^2. 2003 waren 21% der Fläche vergletschert. Dies führt zu einem glazialen Abflussregime mit einem mittleren Jahresabfluss von 35 m^3/s. Die Aare entspringt dem Unter- und Oberaargletscher auf rund 2'000 m ü.M. und durchfliesst die Speicherseen Oberaar, Grimsel und Rätrichsboden, wo der Grossteil des Wassers gefasst und in den Kraftwerken *Grimsel, Handeck* und *Innertkirchen* je nach Bedarf turbiniert wird. Die Rückgabe des Aarewassers in Innertkirchen erzeugt darum künstliche Pegelschwankungen im Aareabschnitt zwischen Kraftwerk und der Aaremündung in den Brienzersee.

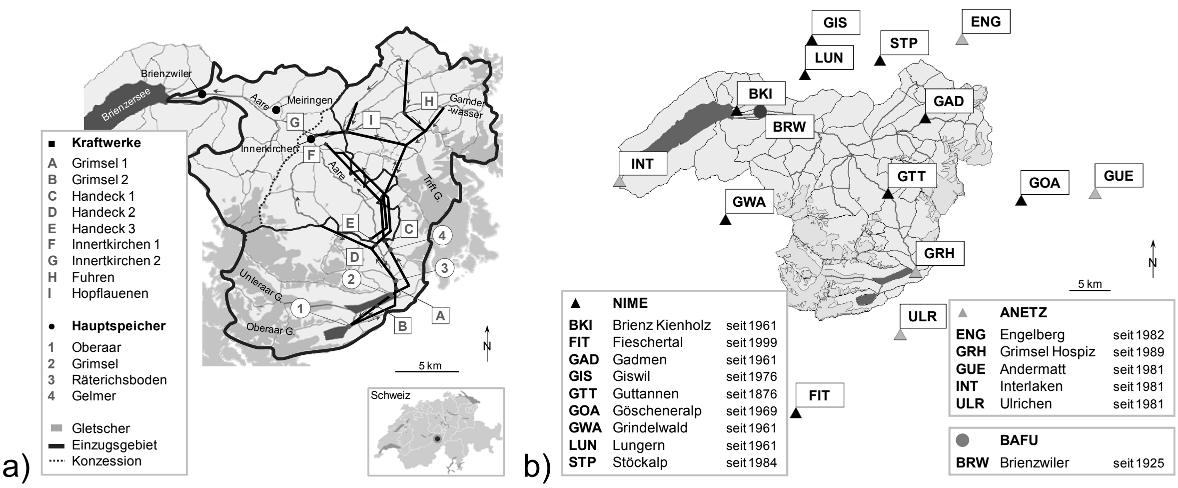


Abb. 15.1: Einzugsgebiet der Aare oberhalb des Brienzersees
a) Einzugsgebiet mit Kraftwerksanlagen
b) Meteorologische und hydrologische Messstationen

Bereits Ende des 19. Jahrhunderts wurde das Potential des Susten- und Grimselgebietes zur Energiegewinnung erkannt. Viel Niederschlag, Rückhalt durch Gletscher, grosse Speicherkapazitäten, solide Granitstrukturen und bemerkenswerte Fallhöhen auf kleinstem Raum bieten optimale Voraussetzungen. Die ersten Talsperren des Grimsel- und Gelmersees sowie das Kraftwerk *Handeck* wurden zwischen 1925 und 1932 er-

stellt und in Betrieb genommen. Seither wuchs der Kraftwerkskomplex stetig an und zählt heute neun mit Turbinen oder Pumpen bestückte Krafthäuser und acht Speicherseen (Abb. 1a). Für die Zukunft stehen mehrere Ausbauprojekte mit technischen, ökonomischen und ökologischen Auswirkungen an.

15.4.2 Statistische Grundlagen

Für die Eichung des Ausgangsmodells sind weitreichende statistische Angaben notwendig. Die meteorologischen Messwerte werden von *Meteo Schweiz* erhoben. Im und um das Quellgebiet der Aare liefern sechs Stationen (ANETZ) alle 10 Minuten Niederschlag und Temperatur, neun Stationen (NIME) jeweils lediglich den Niederschlag im Tagesmittel (Abb. 15.1 b).

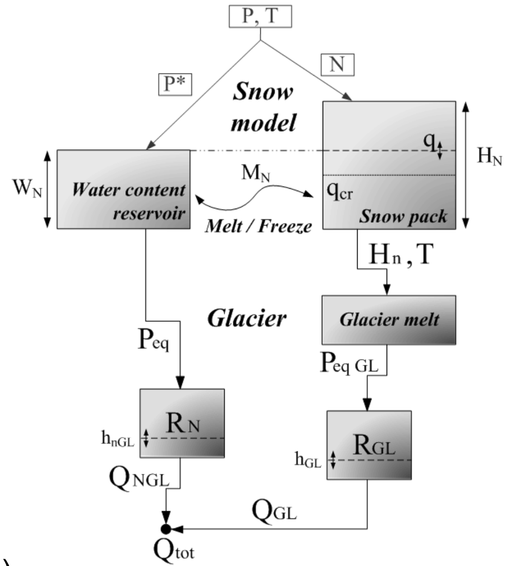
Das *Bundesamt für Umwelt* (BAFU) erhebt die Pegel, Abfluss und Wassertemperatur der Aare in Brienzwiler, nahe der Mündung in den Brienzersee (Abb. 15.1 b). Abflüsse in einzelnen Teileinzugsgebieten können aus der Betriebsstatistik sowie aus den Pegelmessungen in den Speichern errechnet werden. Diese Datenreihen wurden von Kraftwerksbetreiber zur Verfügung gestellt.

15.5 Nachbildung des Einzugsgebietes

15.5.1 Modellierung mit Routing System

Zur Modellierung des Einzugsgebietes wurde die Software *Routing System* verwendet (García Hernández et al. 2007), die bereits für Echtzeithochwasservorhersagen im Wallis erfolgreich eingesetzt wurde (Jordan 2007). Dieses objektorientierte Simulationswerkzeug bildet sowohl hydrologische Prozesse wie Schnee- resp. Gletscherschmelze, Infiltration, Oberflächenabflüssen und dessen Rückhalt und Transport, als auch hydraulische Funktionsmechanismen nach. Die sechs hydraulischen Grundfunktionen – Abflusserzeugung, Transport, Rückhalt, Ableitung, Zusammenfluss und Regulierung – erlauben das gesamte natürliche als auch bewirtschaftete Einzugsgebiet zu modellieren. Eine Einteilung der Untereinzugsgebiete in Höhenbänder und die Berücksichtigung des höhenabhängigen Temperaturgradienten ermöglichen die Unterscheidung zwischen Fest- und Flüssigniederschlag. Für jedes Höhenband werden die meteorologischen Eingabegrössen aus den Datenreihen der im Einflussradius gelegenen Messstationen errechnet (Schaefli 2005).

Vier Grundmodelle erlauben die hydrologischen Mechanismen im Einzugsgebiet zu simulieren (García Hernández et al. 2007): Gletscher, Schnee, Infiltration (GR3) und Oberflächenabfluss (SWMM). Evapotranspiration kann in höheren alpinen Lagen vernachlässigt werden.



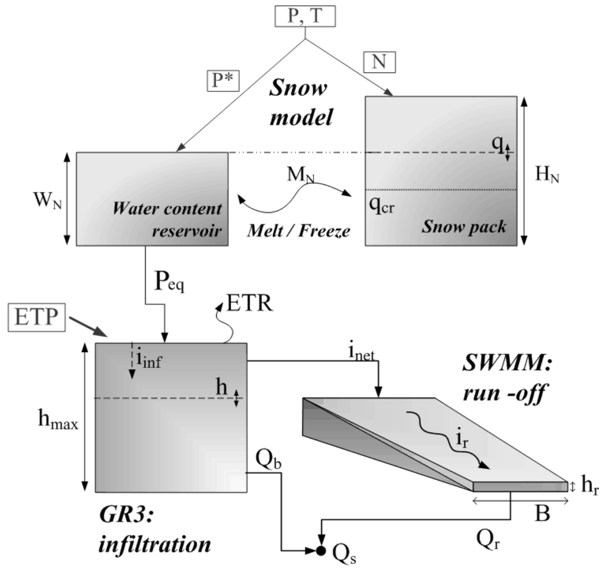


Abb. 15.2: Modellierung von Untereinzugsgebieten a) vergletschert; b) unvergletschert

Das vergletscherte Einzugsgebiet (Abb. 15.2 a) setzt sich aus zwei Modellen zusammen, wobei das eine den Schnee- und das andere den Gletscherhaushalt bestimmt. Das Schneemodell simuliert Veränderungen der Schneedecke, d.h. Zuwachs wie auch Abschmelzen, entsprechend der vorherrschenden Temperatur T sowie Niederschlägen P. Der daraus resultierende äquivalente Niederschlag P_{eq} wird im Gletschermodell mit der Schneehöhe H_N und der Umgebungstemperatur T eingegeben und initiiert Veränderungen im linearen Schneereservoir R_N und die ausfliessende Wassermenge Q_{NGL}. Das glaziale Submodell generiert einen Abfluss sobald die Schneedecke abgeschmolzen ist. $P_{eq\ GL}$ alimentiert das lineare Gletscherreservoir, woraus der glaziale Abfluss Q_{GL} resultiert.

Das unvergletscherte Einzugsgebiet (Abb. 2b) beinhaltet drei Modelle. Das Schneemodell ist dasselbe wie im vergletscherten Teil und produziert einen äquivalenten Niederschlag P_{eq}, welcher als Eingabe für das Infiltrationsmodell GR3 (Consuegra et al. 1998) verwendet wird. GR3 unterteilt diesen in einen Basisabfluss Q_{base} und einen Nettoniederschlag i_{net}. Letzterer dient als Eingangsgrösse im Modul SWMM (Metcalf 1971), das den Oberflächenabfluss Q_r generiert.

Die Modellierung des Aareeinzugsgebietes oberhalb des Brienzersees resultiert in 41 Untereinzugsgebieten, die in 96 vergletscherte und 243 unvergletscherte Höhenbänder aufgeteilt sind. Sämtliche relevanten Anlagen der Kraftwerke Oberhasli, wie Speicher, Pumpen, Turbinen und Hochwasserentlastungsanlage wurden im Modell nachgebildet.

15.5.2 Kalibrierung und Überprüfung

Für die Kalibrierung es Modells werden charakteristische Parameter der hydrologischen Submodelle angepasst, sodass für vorgegebene Wetter- und Betriebsdaten die gemessenen Abflüsse resultieren. Dabei werden acht Grössen im Schnee-, Gletscher-, Infiltrations- und Oberflächenabflusstool (A_n, A_{GL}, K_N, K_{GL} für vergletscherte und A_n, h_{max}, k, K_s für unvergletscherte Höhenbänder) iterativ bestimmt.

Tab. 15.1: Kalibrierung (2005) und Überprüfung (1987) des Modells in Brienzwiler

		Kalibrierung (2005)	Überprüfung (1987)
Nash-Koeffizient	$\text{Nash} = 1 - \frac{\sum_{t=0}^{n}(Q_{obs}(t) - Q_{sim}(t))^2}{\sum_{t=0}^{n}(Q_{obs}(t) - \overline{Q_{obs}})^2}$	0.98	0.90
Voluminaratio	$\text{r}_{\text{vol}} = \frac{V_{sim}}{V_{obs}} = \frac{\sum_{t=0}^{n} Q_{sim}(t)}{\sum_{t=0}^{n} Q_{obs}(t)}$	1.03	1.05
Spitzenabflussratio	$\text{r}_{\text{peak}} = \frac{Q_{sim\ \max}}{Q_{obs\ \max}}$	0.99	1.00

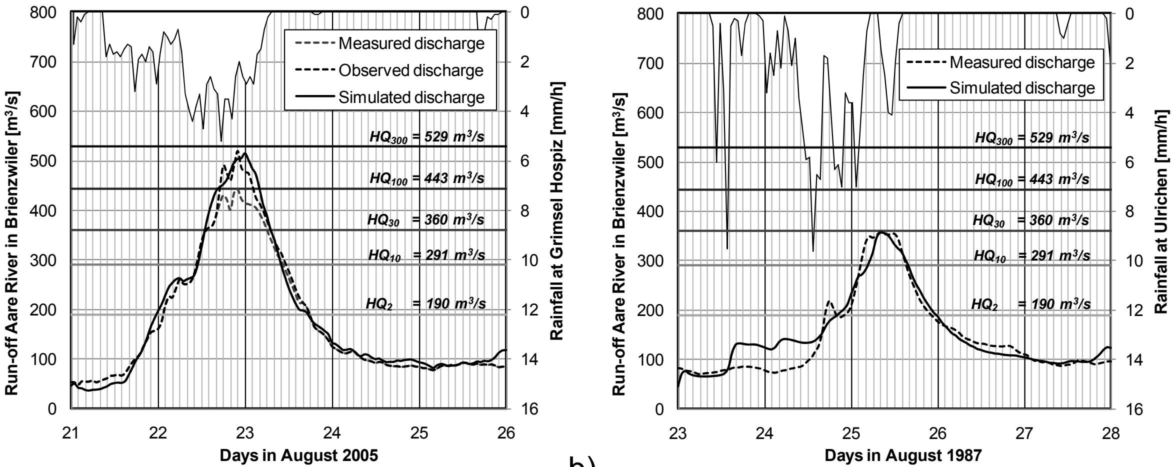
Die Qualität der Simulation wird mit drei charakteristischen Grössen angegeben. So müssen die simulierten Volumina V_{sim} als auch Spitzenabflüsse $Q_{sim\ max}$ mit den gemessenen V_{obs} resp. $Q_{obs\ max}$ übereinstimmen, was sich in einer Voluminaratio r_{vol} resp. Spitzenablussratio r_{peak} zwischen 0.9 und 1.1 niederschlagen soll. Der Nash-Koeffizient stellt die simulierten Abflüsse $Q_{sim}(t)$ den gemessenen $Q_{obs}(t)$ gegenüber. Je näher der Wert bei 1 liegt, desto besser stimmen die beiden Ganglinien überein. Für ein stark kontrolliertes Einzugsgebiet werden Werte über 0.8 angestrebt.

15.6 Resultate und Schlussfolgerungen

Im Rahmen des Kalibrierungs- und Validierungsprozesses des Modells wurden die Hochwasserereignisse 2005 (Abb. 15.3 a) und 1987 (Abb. 15.3 b) simuliert. Die Resultate entsprechen den angestrebten Qualitätskriterien (Tab. 15.1) und zeigen, dass das Modell in der Lage ist, Abflüsse im stark bewirtschafteten Einzugsgebiet der Aare zu simulieren. So konnte z.B. der Beitrag des Kraftwerks zur Reduktion der Hochwasserspitzen im Jahr 2005 errechnet werden (Bieri et al. 2010).

Das Modell bietet somit eine ausgezeichnete Ausgangslage zur Weiterentwicklung im Bereich von Normalabflüssen und zur Evaluation diverser Szenarien. Natürliche und anthropogene Einflüsse auf Schwall/Sunk sowie Restwasser sollen untersucht werden. Systematische Simulationen verschiedener Szenarien sollen den Einfluss der hydrolo-

gischen Zusammensetzung des Einzugsgebietes, des Ausbaugrads und des Klimas auf den Betrieb und die daraus resultierenden Abflüsse in den Fliessgewässern evaluieren.



a) b)

Abb. 15.3: Abflusssimulation für Pegel Brienzwiler
a) Kalibrierung mit Hochwasserereignis 2005
b) Überprüfung mit Hochwasserereignis 1987

15.7 Verdankung

Das vorliegende Forschungsprojekt (9676.1 PFIW-IW) wird von der Förderagentur für *Innovation des Bundes* (KTI) und den *Kraftwerken Oberhasli AG* (KWO) finanziert. Die Autoren danken allen Partnern für ihr Engagement.

15.8 Literatur

Bieri, M., Schleiss, A.J., Fankhauser, A. 2010. Modelling and simulation of floods in alpine catchments equipped with complex hydropower schemes. River Flow 2010, Braunschweig, Deutschland.

Dubois, J. 2005. Simulation des systèmes hydrauliques et hydrologiques complexe : Routing System II. Communication 21 du Laboratoire de Constructions Hydrauliques. EPFL, Lausanne, Schweiz.

García Hernández, J., Jordan, F., Dubois, J., Boillat, J.-L., Schleiss, A.J. 2007. Routing System II: Flow modelling in hydraulic systems. Communication 32 du Laboratoire de Constructions Hydrauliques, EPFL, Lausanne, Schweiz.

Jordan, F., García Hernández, J., Dubois, J., Boillat, J.-L. 2008. MINERVE: Modélisation des intempéries de nature extrême du Rhône valaisan et de leurs effets. Communication 38 du Laboratoire de Constructions Hydrauliques, EPFL, Lausanne, Schweiz.

Metcalf, E. 1971. Storm water management model - Final report, in Water Pollution Control Research Series 11024 DOC 07/71. US EPA: Washington DC, USA.

Schaefli, B. 2005. A conceptual glacio-hydrological model for high mountainous catchments. Hydrology and earth system sciences 9 (1-2), 95-109.

16 Untersuchung und Optimierung eines Dethridge Wheels zur simultanen Energiegewinnung und Durchfluss-messung

Matthias von Harten

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Fachgebiet Wasserbau,
Technische Universität Darmstadt

16.1 Kurzfassung

Wasserräder werden nicht allein zur Energiegewinnung eingesetzt. Insbesondere in Australien und Afrika gibt es Wasserräder, die zur Messung von Wasserentnahmemengen in Bewässerungskanälen genutzt werden (sog. Dethridge Wheels). Bislang wurde nicht untersucht, ob ein solches Wasserrad gleichzeitig für beide Aufgaben eingesetzt werden kann. Der Umbau dieses Durchflussmessers zu einem Energiewandler bietet ein hohes Potential, denn alleine das größte Wasserversorgungsunternehmen in Australien betreibt schätzungsweise 20.000 bis 30.000 Dethridge Wheels.

Durch einfache Umbaumaßnahmen kann die bisher ungenügende Exaktheit der Durchflussmessung verbessert werden (Abweichungen von bis zu 25 %). Hierdurch werden die Voraussetzungen geschaffen, um das Dethridge Wheel ebenfalls als Energiewandler zu nutzen.

17 Untersuchungen an einer Wasserdruckmaschine: Nutzung von geringen Fallhöhen zur Energiegewinnung

Silke Schneider

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Fachgebiet Wasserbau,
Technische Universität Darmstadt

17.1 Kurzfassung

Üblicherweise sind in Kleinwasserkraftstandorten mit Leistungen unter 1 MW Francis-, Kaplan- oder Durchströmturbinen eingesetzt, denen jedoch häufig eine geringe Kosteneffizienz und negative ökologische Einflüsse zugeschrieben wird. Um Standorte mit geringen Fallhöhen auf ökonomisch und ökologisch sinnvolle Weise nutzen zu können, wird die an der Universität Southampton (Großbritannien) entwickelte Wasserdruckmaschine im Rahmen des EU-Forschungsprojektes *Hylow* weiterentwickelt und optimiert. Dieser Energiewandler wird vorrangig durch den Wasserdruckunterschied zwischen Ober- und Unterwasser angetrieben. Im Rahmen des Projektes wird diese Maschine in hydraulischer, ökonomischer und ökologischer Hinsicht untersucht und optimiert. Erste Ergebnisse der Untersuchungen werden hier vorgestellt.

18 Ein Input-Output-Modell für die Nutzung von Gezeitenenergie am Severn Estuary

Eva Fenrich

Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart

18.1 Zusammenfassung

In dieser Studie wurden Ansätze für die Anwendung der Input-Output-Analyse auf Gezeitenkraftwerke untersucht.

Gezeitenenergie ist eine momentan noch recht wenig ausgenutzte erneuerbare Ressouce. Am Severn Estuary dem obersten Teil des Bristol Channel zwischen England und Wales ist der Tiedenhub mit ca. 15m der höchste in ganz Europa. Dies begünstigt eine energetische Nutzung an diesem Standort. Momentan werde verschiedene Gezeitensperren- und Gezeitenlagunen-Varianten auf ihren Einfluss auf die lokale Ökologie sowie ihre wirtschaftlichen Auswirkungen untersucht.

Hier soll eine der im Augenblick favorisierten Varianten, die sogenannte Severn Barrage genauer untersucht werden und ein ökologisch-ökonomisches Modell auf Basis der Input-Output-Analyse, einer Methode aus den Wirtschaftswissenschaften, vorgestellt werden, mit dem unterschiedliche Nutzungsszenarien verglichen werden können.

18.2 Einführung

In neuerer Zeit ist Meeresenergie wieder stärker im Gespräch, da hier im Gegensatz zu den konventionellen Wasserkraftanlagen noch ein sehr großes ungenutztes Potential vorhanden ist.

Insbesondere die Nutzung der Gezeitenenergie ist eine interessante Möglichkeit erneuerbare Grundlastenergie zu gewinnen, da sie eine zuverlässige, regelmäßige und voraussagbare Energieform ist.

Gezeitenenergie wird schon seit sehr langer Zeit in Gezeitenmühlen zur Energiegewinnung genutzt. Diese Mühlen sind meistens an kleineren Ästuaren zu finden. In neuerer Zeit werden größere Gezeitensperren geplant, die für ein großes Grundenergie-Kraftwerk genutzt werden sollen.

Gezeitenenergie läst sich auf unterschiedliche Weise gewinnen. Neben der Möglichkeit von Gezeitensperren, die einen Meeresarm oder Ästuar vom offenen Meer durch einen Damm absperren, lassen sich auch künstliche Offshore-Lagunen oder auch Strömungsturbinen am Meeresgrund zur Gewinnung von Gezeitenenergie nutzen.

Diese verschiedenen Möglichkeiten der Gezeitenenergienutzung haben unterschiedlich große Auswirkungen auf die lokale Ökologie und ein unterschiedlich großes Potential zur Gewinnung von Energie aus den Gezeiten.

18.2.1 Bedingungen am Severn Estuary

Der Severn Estuary ist einer der größten Ästuare in Großbritannien mit einer Fläche von 55 700 Hektar, wovon 20 000 Hektar "inter-tidal habitat" sind. Der Tidenhub beträgt bis zu 15 m.

Aufgrund des großen Tidenhubs im Bristol Channel und insbesondere im Severn Estuary sowie der Trichter-Form ist der Bau einer Gezeitensperre oder einer anderen Nutzung der dort vorhandenen Gezeitenenergie besonders lukrativ.

Der Severn und seine 10 Teilästuare haben etwa sieben Prozent der gesamten ästuaren Ressouce von Großbritannien [9]

Schon 1849 wurden Überlegungen angestellt, den Severn mit einer Sperre energetisch zu nutzen und den Damm gleichzeitig für den Bau einer Straße/Eisenbahnlinie zu nutzen [11]

Zu dieser Zeit stellte jedoch die große zu überwindende Strecke und der hohe Tiedenhub die potentiellen Bauherren vor zu große Probleme, so dass die Pläne wieder verworfen wurden.

Im Rahmen der CO2-Einsparung, die Großbritannien im Rahmen des Kyoto-Protokolls zu erbringen hat, könnte das geplante Gezeitenenergieprojekt einen großen Beitrag leisten. So könnte nach etwa 5% des Gesamtenergiebedarfs von Großbritannien alleine durch dieses Projekt gedeckt werden [10] .

Ein solch großes Projekt hat jedoch auch gewaltige Auswirkungen auf die lokalen Habitate. Besonders bedeutsam sind die sogenannten "Mud-Flats",also Wattflächen, deren Wattwürmer und andere Kleintiere, großen Zugvögelschwärmen und lokalen Vögeln als Nahrungsquelle dienen [7].

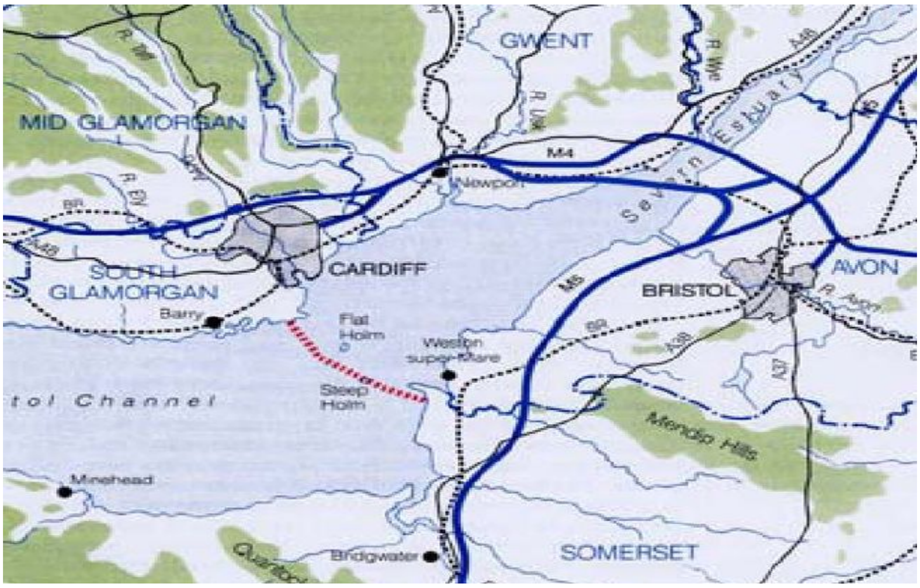


Abb. 18.1: Standort der vorgeschlagenen “Severn Barrage” [11]

18.3 Input-Output Modellierung

In den Wirtschaftswissenschaften werden Input-Output Tabellen dazu verwendet die Verflechtungen der verschiedenen Wirtschaftszweige einer Volkswirtschaft abzubilden und daraus beispielsweise Eingriffsmöglichkeiten zur Förderung eines Wirtschaftsraumes zu bestimmen.

Die Methode der Input-Output Analyse als Werkzeug in der Makroökonomie wurde von Leontief [5] entwickelt.

Schon recht früh wurde erkannt dass Input-Output Modelle Leontief'schen Typs nicht nur zur Beschreibung von Wirtschaftssystemen geeignet sind sonder auch zu vielen weiteren Systembeschreibungen geeignet sind.

Ein Vorteil der Verwendung vom Input-Output-Modellen für die Systembeschreibung ist, dass die Güter- und Stoffströme nicht alle in den gleichen Einheiten dargestellt werden müssen, sondern jedes Gut in der passenden Einheit verrechnet wird. Dies bietet die Möglichkeit unterschiedliche Systeme in einem Modell miteinander zu koppeln. Eine typische Erweiterung von Input-Output-Modelle ist die eine Verknüpfung und Erweiterung eines klassischen makroökonomischen Modells mit ökologischen Faktoren.

Hannssmann [4] stellt die Möglichkeit dar, wertvolle, knappe aber (noch) preislose Rohstoffe sowie in die Umwelt emittierte Residuen mit in die Betrachtungsweise einzubeziehen.

Hiezu wird die Input-Output-Tabelle jeweils durch eine Schadstoff und eine Rohstoff-Zeile erweitert.

Eine Übertragung der Methodik auf die Bewertung vor Wasserkraftanlagen und Mehrzweckspeichern wurde von Marx [6] skizziert. Ansätze für die Verwendung des Modells im Küstenbereich werden in Bockelmann-Evans et al. [1] und Fenrich et. al. [3] beschrieben.

Qualitative Input-Output Modelle [2] stellen die Struktur einer wirtschaft oder eines Systems dar.

Diese Beschreibungsweise ist insbesondere in frühen Projektphasen interessant um einen Überblick über ein Gesamtprojekt zu gewinnen ohne genaue Systemgrößen kennen zu müssen.

Aus qualitativen Input-Output-Graphen wird anschließend ein qualitatives Modell entwickelt. Dieses sogenannte Leontief Modell, auch Input-Output Modell genannt, kann als System linearer Gleichungen dargestellt werden.

$$X_i = \sum_{j=1}^{n} X'_{ij} + Y_i (i = 1..n) \tag{1}$$

dabei ist

Xi Gesamtproduktion des Sektor i

Xij´ Lieferung von Sektor i nach Sektor j

Yi Lieferung von Sektor i an “Endverbraucher"

$$a_{ij} = \frac{X'_{ij}}{X_j} \tag{2}$$

dabei ist

aij Transformationskoeffizient, Menge an Input i die benötigt wird um eine Einheit j zu produzieren

Xj Gesamtproduktion des Sektor j

Xij Lieferung von Sektor i nach Sektor j

Jeder Transformationskoeffizient zeigt, wie viel einer Ressource oder eines Produktes des Sektors i benötigt wird um eine Einheit des Produktes des Sektors j zu produzieren (2).

Transformation und Anpassung von (1):

$$(I_n - A_n)X_n = U_n \tag{3}$$

dabei ist

I_n $n \times n$ Einheitsmatrix

A_n $n \times n$ Systemmatrix aus Transformationskoeffizienten

X_n Vektor von Systemvariablen

U_n Vektor externer Endverbraucher-Indikatoren

Die verwendeten Transformationskoeffizienten aij basieren auf physikalischen, ökologischen oder ökonomischen Zusammenhängen. Ökologische sowie ökonomische Ansprüche werden als „Endverbraucherindikator" Ui (z.B. Habitatansprüche, Energieproduktion) festgelegt. Beispiele für Systemvariablen Xn sind Fläche, Stauraum etc.

Die Berechnung der Systemgrößen kann iterativ erfolgen (s. Abb. 18.2).

Qualitative Input-Output-Modelle bleiben für unterschiedliche Projektvarianten gleich, jedoch verändern sich für unterschiedliche Projektgrößen, die Systemvariablen und Transformationskoeffizienten, da diese häufig nur einen begrenzten Gültigkeitsbereich haben. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn die Transformationskoeffizienten durch Linearisierung nichtlinearer Zusammenhänge gebildet werden.

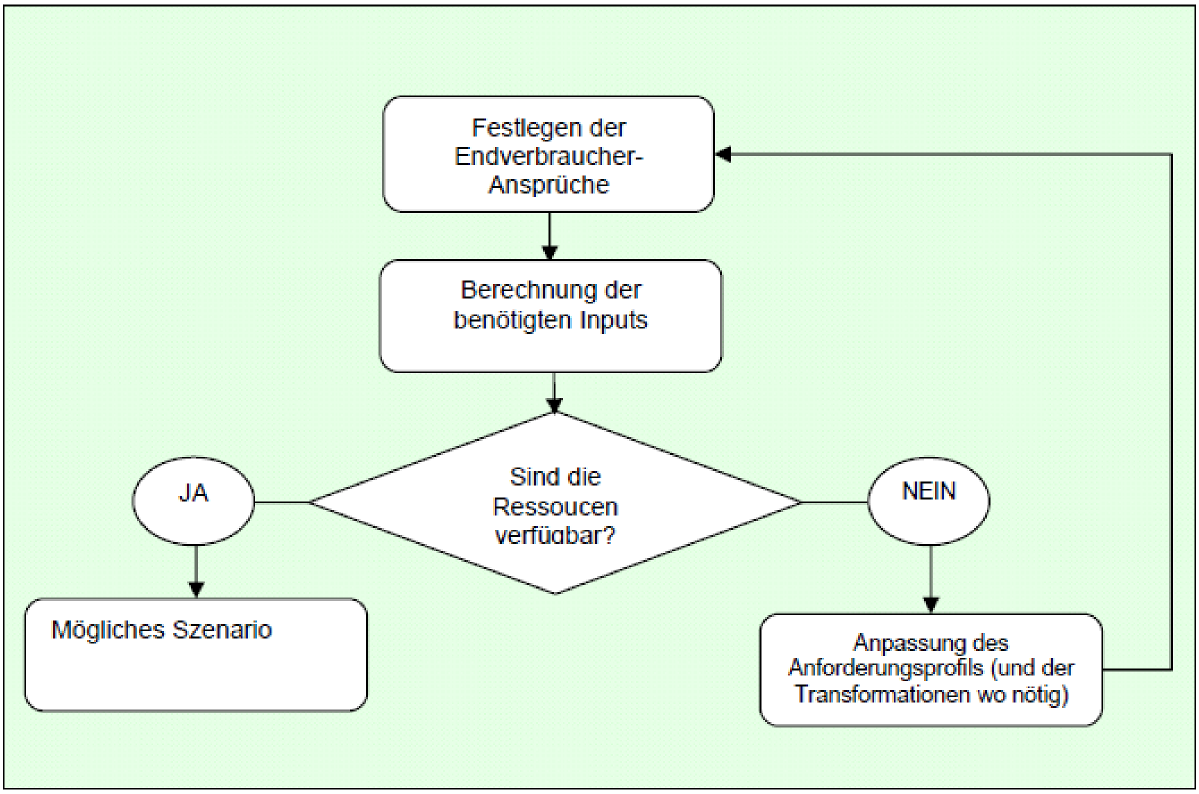


Abb. 18.2: Ablauf einer Input-Output Modellierung

18.4 Ein qualitatives Input-Output Modell für den Severn Estuary

Um ein qualitatives Modell für den Severn aufzustellen wurden zunächst die relevanten technischen und ökologischen Faktoren identifiziert.

Für die unterschiedlichen Projektvarianten für die Gezeitenenergiegewinnung sind unterschiedliche Faktorgrößen relevant.

Im Rahmen dieser Studie wurden Varianten für eine Gezeitensperre betrachtet. Andere Projektvarianten wie beispielsweise Gezeitenströmungs-Turbinen oder eine Gezeiten-Lagune können aber analog untersucht werden.

Zunächst wurden alle systemrelevanten Größen in einen qualitativen Input-Output Graph dargestellt.

In unserem Beispiel sind Größen die während der Bauzeit wichtig sind und Größen die im Betrieb aufkommen gleichzeitig eingezeichnet. Es wäre jedoch auch möglich durch Einführung einer zeitlichen Komponente diese verschiedenen Aspekte zu trennen.

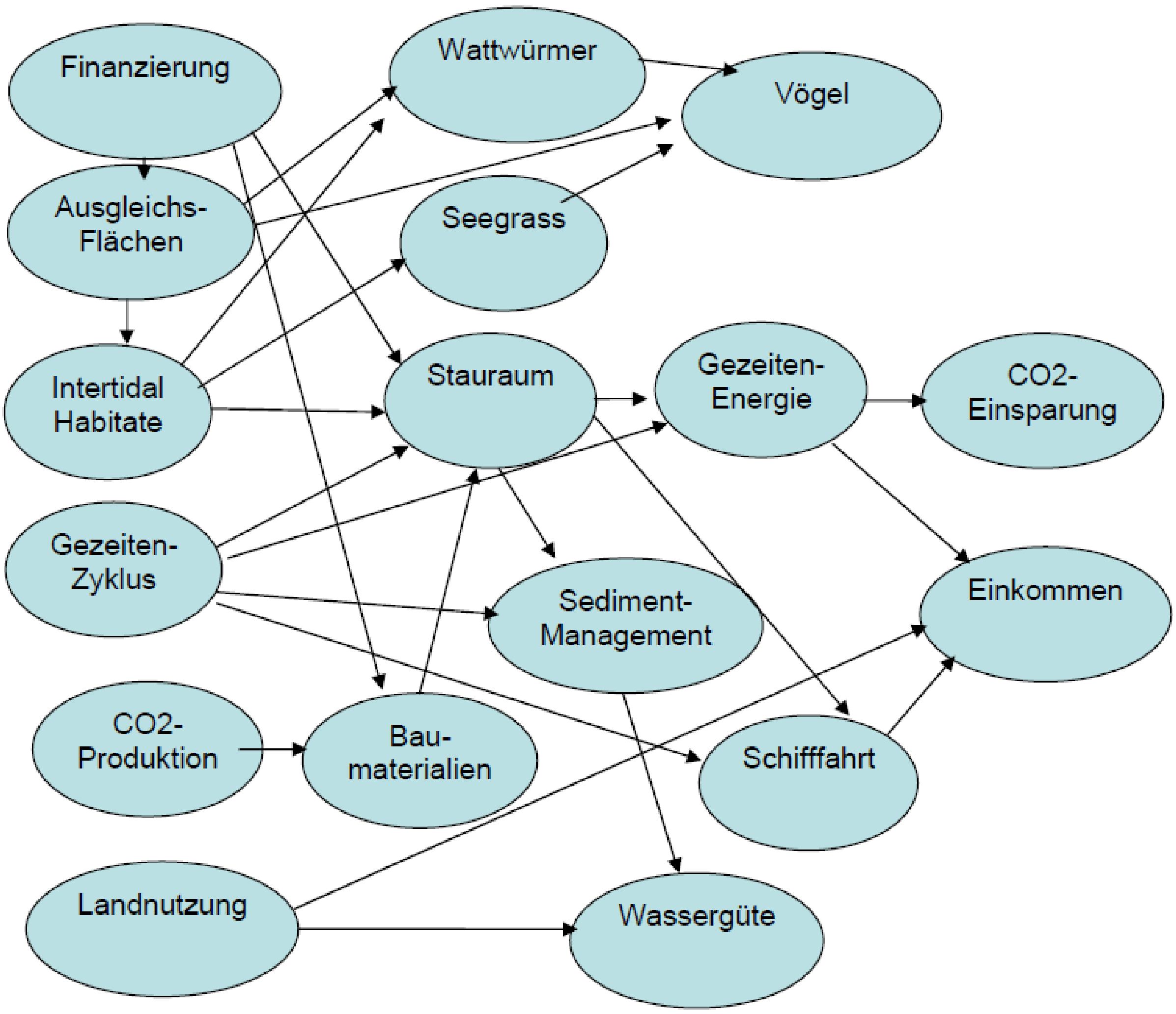


Abb. 18.3: Systemgraph für die Severn Barrage

18.5 Quantifizierung eines Modells für den Severn Estuary

Um ein quantitatives Input-Output Modell zu erstellen wurde aus dem im vorigen Abschnitt aufgestellten Systemgraph für jede Kante ein Transformationskoeffizient bestimmt. Hierzu wurde beispielsweise die eingestaute Fläche pro Energieproduktion für die bestimmt. Angenommen wurde für die Berechnungen eine Betriebsweise, bei der nur bei Ebbe produziert wird, d.h. nur wenn außerhalb der Sperre die Wasserspiegel niedriger liegen wird produziert. Weitere Betriebsmodi führen zu anderen Transformationskoeffizienten, die in dieser Studie nicht untersucht wurden.

Aus dem qualitativen Modell konnte berechnet werden, dass für die momentan angenommenen Habitatansprüche am Severn wie sie aus [7] bestimmt wurden für die „große Lösung“, d.h. die Cardiff-Weston Barrage nicht erfüllbar sind. Dies könnte jedoch durch die Schaffung von Ausgleichsflächen an anderen Ästuaren und Küstenabschnitten verbessert werden.

18.6 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Studie konnte gezeigt werden, dass die Input-Output-Analyse geeignet ist, die Struktur von Gezeitenkraft-Projekten darzustellen und quantitative Zusammenhänge aufzuzeigen. Das Modell kann für verschiedene Projektvarianten mit unterschiedlichen Standorten für die Gezeitensperre verwendet werden. Für andere Nutzungsarten müsste auch das qualitative Modell nochmals angepasst werden.

Da für die Bewertung von Flächen für Habitate hier jedoch nur auf Gesamtflächen bestimmt werden, die einmal pro Gezeitenzyklus überflutet werden, nicht jedoch auf genau Habitatansprüche eingegangen wird, ist das Modell in seiner jetzigen Form ungenau. Es ist jedoch einfach möglich wenn die Habitatansprüche genauer definiert sind das Modell mit erweiterten Transformationskoeffizienten zu verwenden.

18.7 Literatur

Bockelmann-Evans B.N., Fenrich E.K., Schnauder I., Marx, W. 2006: Integrating impact of land use changes into catchment wide nutrient modelling, Hydroinformatics Confencence, Nice, France.

Czayka, L.: Qualitative Input-Output-Analyse, Die Bedeutung der Graphentheorie für die interindustrielle Input-Output-Analyse, Schriften zur wirtschaftswissenschaftlichen Forschung, Verlag Anton Hain, 1972

Fenrich E, Schnauder I, Bockelmann-Evans B, Marx W. 2006: Effect of land-use change on nutrient pollution in estuaries. European Geosciences Union, General Assembly, Vienna, Austria.

Hanssmann, F. 1976: Systemforschung im Umweltschutz, Erich Schmidt Verlag, Berlin, Germany.

Leontief, W. 1966: Input-output economics. Oxford University Press, New York

Marx, W. 2003.: Wasserkraft, Bewässerung, Umwelt - Planungs- und Bewertungsschwerpunkte der Wasserbewirtschaftung,. Mitteilungsheft Nr. 116, (Habilitationsschrift) Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, Germany.

Philip W. Atkinson, Stephen Crooks, Alistair Grant, Mark M. Rehfisch: The success of creation and restoration schemes in producing intertidal habitat suitable for waterbirds, English Nature Research Reports Number 425, 2001

Pfähler, W. (ed.) 2001: Regional input output analysis, Nomos Verlagsgesellschaft, Baden-Baden, Germany.

UK Environment Agency, 2006: Severn Estuary Barrage.

UK Environment Agency 2008: Severn Tidal Power Phase one Consultation

Wikipedia: http://en.wikipedia.org/wiki/Severn_Barrage

19 3D-numerische Berechnung des Geschiebetransports mit der Strömungssimulationssoftware FLOW-3D

Roland Covini, Robert Klar und Roman Gabl

Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck

19.1 Kurzfassung

Der Einsatz von 3D-numerischen Strömungsberechnungen zur Untersuchung und Optimierung von bestehenden oder geplanten wasserbaulichen An¬lagen ist Stand der Technik. Vermehrt werden Strömungssimulationen parallel zu physikalischen Modellversuchen durchgeführt, um damit verglichen und/oder daran kalibriert zu werden. Soll der Geschiebetransport kleinräumig untersucht werden, führt der Weg an physikalischen Modellversuchen im Moment nicht vorbei. 2D-Berechnungen der Strömung bzw. des Geschiebetransports sind etabliert, liefern aber in Bereichen von Querbauwerken, bei denen die vertikale Geschwindigkeitskomponenten nicht vernachlässig werden darf, teilweise zu hinterfragende Ergebnisse. Im Rahmen dieses Beitrags werden Auswertungen eines physikalischen Modellversuchs und einer 3D-numerischen Simulation mit Geschiebetransport miteinander verglichen.

19.2 Abstract

Three dimensional numerical simulations of existing or planed hydraulic structures to investigate and optimize them is state of the art. Often such numerical flow simu¬lations will not be used alone but compared and calibrated parallel to physical model tests. If sediment transport is also to be examined there is no way past physical model tests. Two dimensional simulations of flow conditions or sediment transport are not reliable in the case of transversal hydraulic structures. The results of a physical model test and three dimensional numerical simulations considering sediment transport are compared.

19.3 Einleitung

Die numerische Strömungssimulationssoftware FLOW-3D wird im Wasserbau für die dreidimensionale numerische Strömungsberechnung verwendet. In der vorliegenden und verwendeten Version 9.4.1 ist ein neues Geschiebetransportmodell implementiert. Im Rahmen einer am Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck durchgeführten Diplomarbeit von Roland Covini (Covini, 2010) wurde dieses anhand eines Vergleichs mit den Ergebnissen eines physikalischen Modellversuchs überprüft. Im Fol-

genden wird der physikalische Modellversuch, die Parameter der numerischen Berechnung und die Ergebnisse der Simulation vorgestellt.

19.4 Versuchsbeschreibung

Eine am früheren Institut für Wasserbau und jetzigen Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck durchgeführte Diplomarbeit von Andreas Dengg (Dengg, 2005), betreut von Univ. Prof. Dr. Peter Rutschmann, diente als Vorlage für den Vergleich mit der numerischen Berechnung. Im Modellversuch, Maßstab 1:40, wurde ein Rechteckgerinne mit einem Brückenpfeiler der sich in der Mitte des Gerinnes befindet nachgebildet. Dabei wurde der sich im Längsschnitt nach oben verjüngende Pfeiler samt Pfahlkopfplatte nachgebaut. Die Oberkante der Pfeilerkopf¬platte liegt unterhalb der Sohle. Ober- und unterhalb, sowie links und rechts des Pfeilers wurde ein Einkornmaterial *d* = 4,7 mm eingebaut. Im restlichen Bereich der Sohle des Versuchs wurden die Körner auf die Sohle geklebt. Dadurch entstand um den Pfeiler herum eine bewegliche Sohle welche während der Versuchsdurchführung erodiert werden konnte (Abb. 19.1). Eine zusätzliche Zugabe von Geschiebe war nicht vorgesehen.



Abb. 19.1: Übersicht Modellversuch [3], Simulationsmodell [2]

Nach Versuchsdurchführung zeigte sich im Bereich des Pfeilerkopfes eine verstärkte Erosion in Form von Kolk. Ebenfalls ist eine Anlandung des erodierten Materials hinter dem Pfeiler zu erkennen gewesen (Abb. 19.2).



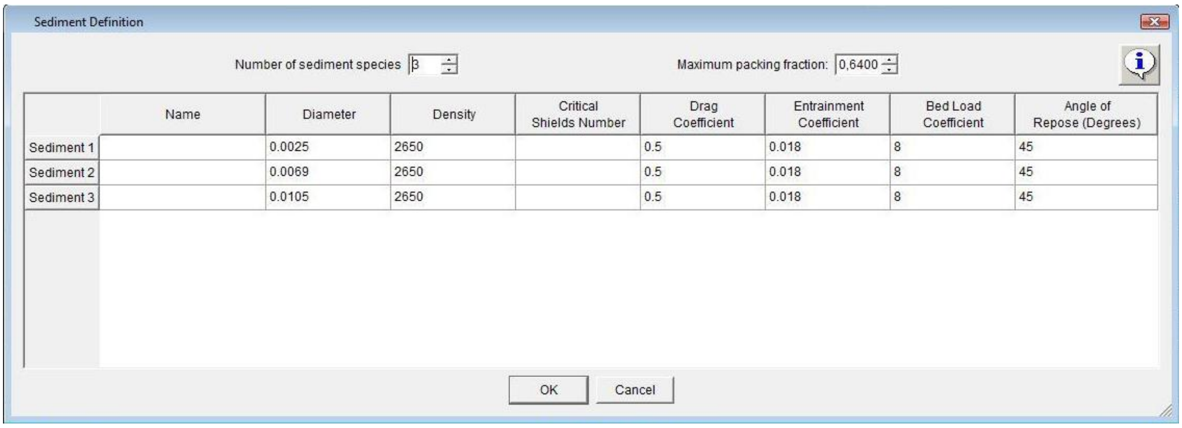
Abb. 19.2: Pfeilerkolk nach Versuchsdurchführung [3]

19.5 Numerische Simulation des Geschiebetransports

Das Geschiebetransportmodell in FLOW-3D erlaubt die Spezifikation von maximal 10 Kornfraktionen. Darin wird zwischen der abgelagerten bzw. gepackten Phase und der gelösten bzw. suspendierten Phase unterschieden. Für jede einzelne dieser Kornfraktionen wird eine Transportgleichung für den abgelagerten bzw. gepackten und den gelösten bzw. suspendierten Anteil gelöst. Der Übergang vom gepackten in den gelösten Zustand und umgekehrt wird mit Hilfe von empirischen Gesetzen beschrieben (Brethour, 2010).

19.6 Parameter

Für das abgelagerte Geschiebe kann global ein Lagerungskoeffizient definiert werden. Dazu kann für jede einzelne Fraktion ein Name (optional) und mit hilfe nachfolgend erläuterten Parameter definiert werden.



Sediment Definition

Number of sediment species 3 — Maximum packing fraction: 0,6400

	Name	Diameter	Density	Critical Shields Number	Drag Coefficient	Entrainment Coefficient	Bed Load Coefficient	Angle of Repose (Degrees)
Sediment 1		0.0025	2650		0.5	0.018	8	45
Sediment 2		0.0069	2650		0.5	0.018	8	45
Sediment 3		0.0105	2650		0.5	0.018	8	45

OK Cancel

Abb. 19.3: Screenshot FLOW-3D

Folgende Parameter können verändert werden:

- **Durchmesser** der jeweiligen Kornfraktion dient zur Eingabe einer vorhandenen Sieblinie
- **Korndichte** der jeweiligen Kornfraktion
- Wert des **kritischen Shields-Parameters**, konstant für die gesamte Berechnung – ansonsten Berechnung durch FLOW-3D
- **Strömungswiderstands-Koeffizient** ist abhängig von der Kornform und der Turbulenz der Strömung
- **Eintrags-Koeffizient** als Wahrscheinlichkeitswert, dass ein Partikel aus der Sohle von der Strömung erfasst und weiter transportiert wird, empfohlen zu 0,018 (Maastbergen & van den Berg, 2003).
- **Geschiebetransport Koeffizient**, empfohlen zu 8,0 (Soulsby, 1997)

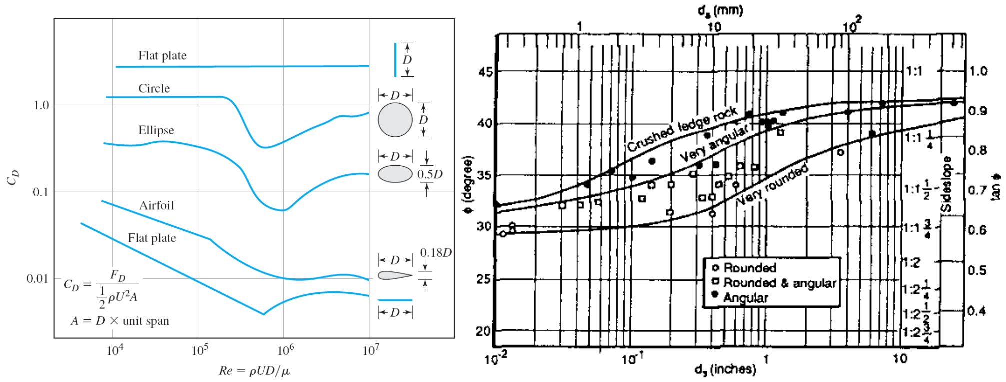


Abb. 19.4: Werte für den Strömungswiderstands-Koeffizienten [6], Werte für den „Angle of Repose“ [4]

- **„Angle of Repose“** entspricht dem natürlichen Schüttkegelwinkel der Kornfraktion und ist abhängig vom Durchmesser und der Kornform. Damit wird berücksichtigt, dass Geschiebe auf einer schrägen Oberfläche leichter in Bewegung kommt bzw. leichter erodiert werden kann.

19.7 Ergebnisse der numerischen Berechnung und Vergleich mit dem physikalischen Versuch

Für die numerische Berechnung wurde nicht das gesamte Gebiet des physikalischen Modellversuchs simuliert, sondern das zu berechnende Gebiet gegenüber dem physikalischen Modellversuchs ober- und unterhalb des Pfeilers verkleinert. Dabei wurden für die Berechnung ca. 540.000 Zellen verwendet. In Abb. 19.5 sind die verwendeten Fixlinien im Grundriss ersichtlich.

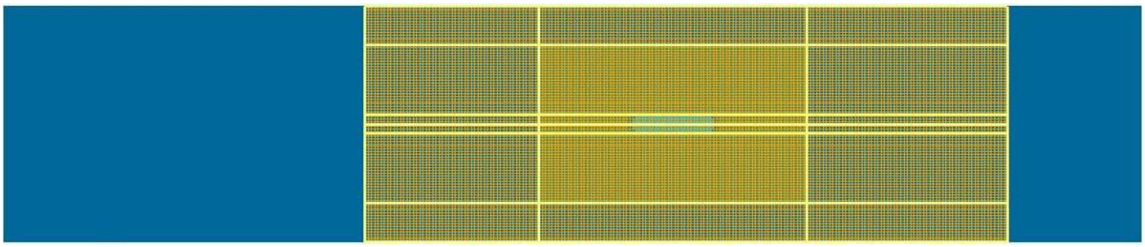


Abb. 19.5: Netzübersicht [2]

Die Abb. 19.6 ist eine Ansicht der Ergebnisse der numerischen Berechnung zu sehen. Darin ist der maximale Pfeilerkolk in der Nähe des Pfeilerkopfes und die maximale Anlandung im Bereich unterstrom des Pfeilers zu erkennen. In Abb. 19.7 sind die Ergebnisse des Versuchs und der numerischen Berechnung gegenübergestellt, der Vergleich der Zahlenwerte der Ergebnisse ist in Tab. 19.1 zu sehen.

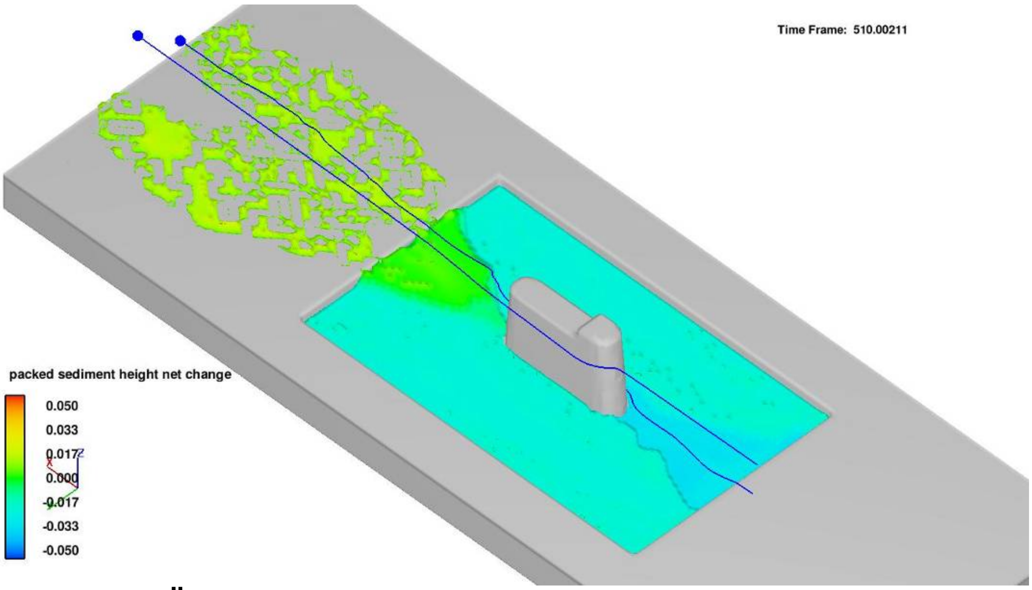


Abb. 19.6: Übersicht Ergebnisse Numerik [2]

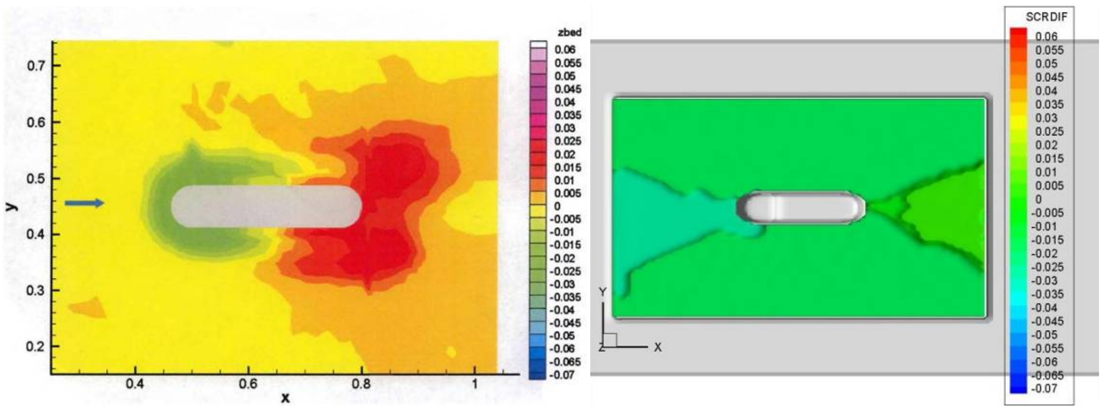


Abb. 19.7: Ergebnisse Versuch [3], Ergebnisse Numerik [2]

Tab. 19.1: Vergleich der Ergebnisse

Modellversuch		Numerik	
Pfeilerkolk	Anlandung	Pfeilerkolk	Anlandung
-0,0327	+0,0221	-,035	+,025

19.8 Schlussfolgerungen

Aus dem zahlenmäßigen Vergleich der Ergebnisse in Tab. 19.1 lässt sich erkennen, dass ein qualitativer Vergleich der Ergebnisse des Modellversuchs mit der numerischen Berechnung zulässig ist, wobei die Orte der auftretenden Extremwerte nicht übereinstimmen. Zukünftig werden 3D-numerische Berechnungen des Geschiebetransports

noch Gegenstand weiterer Forschung und als Ergänzung zu physikalischen Modell-ver¬suchen ihre Anwendung finden.

19.9 Literatur

[1] Brethour J. (2010). The Sediment and Scour Model in FLOW-3D. FLOW Science Inc., 2010. (FSI-09-TN85). Vorabversion Jänner 2010.

[2] Covini R. (2010). Überprüfung der Geschiebeberechnung in der 3D-numerischen Strömungssimulationssoftware FLOW-3D, Universität Innsbruck, Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Wasserbau, Diplomarbeit, Betreuer: Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Markus Aufleger

[3] Dengg, A. (2005). Kolkentwicklung am Brückenpfeiler, Universität Innsbruck, Institut für Wasserbau, Diplomarbeit, Betreuer: Univ. Prof. Dr. Peter Rutschmann.

[4] Nevada Department of Transportation (2009): Evaluation of Strategies to Control Erosion along U.S. Highway 50 between Carson City and Lake Tahoe. http://www.nevadadot.com/reports_pubs/Research_Pubs/pdfs/ResearchReports/2006/06_005_Part1.pdf. Version: 02. 2006. abgerufen am 14.12. 2009.

[5] Mastbergen, D. R. ; van den Berg, J. H. (2003): Breaching in fine Sands and the generation of sustained turbidity currents in submarine canyons. In: Sediment¬ology 50 (2003), S. 625-637.

[6] Shaughnessy et. al. (2005). Introduction to Fluid Mechanics. New York: Oxford University Press.

[7] Soulsby R. (1997). Dynamics Of Marine Sands. London: Thomas Telford.

20 Erste Schritte zur Simulation der Qualität des hyporheischen Interstitials

Markus Noack und Silke Wieprecht

Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart

20.1 Kurzfassung

Das hyporheische Interstitial besteht aus einer hohen Anzahl komplexer Prozesse im Kieslückensystem von Gewässersohlen. Bezüglich der ökologischen Qualität der Übergangszone zwischen Grund- und Oberflächenwasser spielt der Gehalt an gelösten Sauerstoff für die Habitatbedingungen von aquatischen Indikatororganismen eine zentrale Rolle. Der Sauerstoffgehalt hängt zum einem von morphologischen Kenngrößen wie die Korngrößenzusammensetzung der Gewässersohle, dem verfügbaren Lückenraum sowie der Infiltration von Feinsedimenten ab und zum anderen von der temperaturabhängigen Sauerstoffzehrung von organischem Material und Mikroorganismen. Das Ziel der Forschungsarbeit besteht in der Anwendung von 3D-Sediment-Transport Modellen um sediment-dynamische Prozesse, welche die Sedimentcharakteristik und somit die Interstitialqulität beeinflussen abzubilden. Dies allein ist noch nicht ausreichend um die ökologische Qualität der hyporheischen Zone im Sinne von Habitatansprüchen zu beschreiben. Hierfür sind zusätzliche Parameter wie Temperatur, interstitiale Fließgeschwindigkeiten oder die hydraulische Leitfähigkeit zu berücksichtigen und mit den entsprechenden Lebensraumansprüchen von Indikatororgansimen zu verknüpfen. Diesbezüglich wird ein multivariater Fuzzy-Ansatz gewählt mit der unscharfen Zielgröße gelöster Sauerstoffgehalt für verschiedene Kombinationen von interstitial-beschreibenden Eingangsdaten. Da aufgrund der Komplexität nicht alle Prozesse im hyporheischen Interstitial deterministisch abgebildet werden können, bietet der Fuzzy-Ansatz eine Möglichkeit mit der unscharfen Beschreibung biologischer und morphologischer Prozesse die Qualität der Interstitial zu simulieren.

Keywords: Hyporheisches Interstitial, 3D-Sediment-Transport, Physikalische Habitatmodellierung, Sedimentanalysen

20.2 Abstract:

The quality of the hyporheic interstitial is described by multifaceted interstitial processes ranging from biological and chemical to physical and morphological processes. Regarding the ecological quality of the hyporheic zone, the dissolved oxygen concentration plays an important role in defining habitat conditions for aquatic indicator species. The oxygen supply rate for hyporheos depends on the gravel matrix of the river bed, the

available pore space, deposition of fines into the gravel matrix but also on the oxygen respiration of sediments, organic material and microorganisms. The objective is to use highly sophisticated morphological models to simulate the dynamic processes affecting the gravel matrix and the changing interstitial conditions. As this is not sufficient to describe the ecological quality of the hyporheic zone in terms of habitat preferences, the results have to be linked to additional parameters like temperature, intragravel flow, organic matter, consolidation or permeability to meet biological requirements in terms of the oxygen supply rate. Therefore a multivariate fuzzy-logical approach is applied giving an imprecise range of dissolved oxygen as response for a certain combination of interstitial describing parameters and is compared to habitat demands of indicator species. As not all occurring interstitial processes can be considered due to their complexity and more than one parameter is decisive in determining the ecological quality of the interstitial, warranting the application of the fuzzy-logical approach. Thus the consideration of both biological and morphological factors can be considered.

20.3 Einleitung

20.3.1 Hintergrund

Bereits vor einem halben Jahrhundert wurde die hyporheische Zone als ein ökologisch unabhängiger Lebensraum in mehreren wissenschaftlichen Studien identifiziert(Schwoerbel 1961, Borchardt & Pusch 2009). Allgemein kann das hyporheische Interstitial als dynamische Grenzschicht zwischen Grund- und Oberflächenwasser bezeichnet werden (Dahm et al. 2006). Eine eher auf die Biologie fokussierende Definition von Brunke et al. (2007) beschreibt das Interstitial als aktives Ökoton zwischen Grund- und Oberflächenwasser mit dynamischen Grenzen, welche alle interstitiale Organismen beinhaltet. Aus hydrologischer und morphologischer Sicht sind keine eindeutigen Definitionen in der wissenschaftlichen Literatur zu finden. Ein Hydrologe interessiert eher die Austauschwassermenge zwischen Grundwasser und Oberflächenwasser während für einen Morphologen eher die vertikale Sortierung von Sedimentschichten mit charakteristischen Korngrößenzusammensetzungen sowie Erosions- und Sedimentationsbereiche im Vordergrund stehen. Laut Ward (1989) spielen morphodynamische Prozesse hinsichtlich aller vier Dimensionen (horizontal, vertikal, longitudinal, zeitlich) für das Kieslückensystem von Gewässersohlen ein einflussreiche Rolle. In jeder Dimension zeigt das hyporheische Interstitial signifikante hydrologische, biogeochemische und morphologische Gradienten. In diesem Artikel steht der Einfluss der morphodynamischen Prozesse auf die Qualität der hyporheischen Zone im Fokus.

Entsprechend der Wasserrahmenrichtlinie (2000) ist der Reproduktion von Indikatorfischarten bei wasserbaulichen Maßnahmen besondere Bedeutung zu geben. Die Inkubationsphase umfasst eine durchschnittlichen Gesamtdauer von circa sechs Monaten (Merz et al. 2004). Schiemer et al. (2003) bezeichnet die jungen Entwicklungssta-

dien als besonders relevant, da diese in diesem Zeitraum die höchsten Sterberaten zeigen.
Durch die lange Inkubationsphase im hyporheischen Interstitial reagieren die Entwicklungsstadien äußerst sensibel auf morphodynamische Veränderungen. Typische dynamische Prozesse in Fließgewässern wie regelmäßige Sohlumlagerungen, die Infiltration von Feinsedimenten in das Kieslückensystem wirken sich auf unterschiedlichste Weise negativ auf eine erfolgreiche Reproduktion aus. Infiltrierendes Feinmaterial reduziert den Porenraum und führt zu einer Verringerung des gelösten Sauerstoffgehalts im Interstitial. Des Weiteren kann die Emergenz der aufsteigenden Brütlinge durch die Ausbildung einer Kolmationsschicht behindert werden. Daher ist es unbedingt notwendig die räumlichen und zeitlichen Veränderungen in der hyporheischen Zone zu untersuchen und zu verstehen (Saenger & Zanke 2006).

Aufgrund der Komplexität der interstitialen Prozesse ist das übergeordnete Ziel ein interdisziplinärer multivariater Fuzzy-Ansatz um die Simulationsergebnisse eines 3D-Sediment-Transport-Modells mit der ökologischen Qualität der Interstitial als Zielgröße zu verknüpfen, wobei der gelöster Sauerstoffgehalt als Indikatorgröße für die Qualität gilt.

20.3.2 Untersuchungsgebiet

Nach Inbetriebnahme der Wasserkraftnutzung am Oberen Spöl (Engadin, Schweiz) veränderte sich das hydrologische Regime mit allgemein bekannten Folgen für die Flussmorphologie. Die Mindestwassermenge ist auf 1,0 m³/s festgelegt und führt zu einer reduzierten Störungsintensität mit Verhinderung von natürlichen eigendynamischen Prozessen (Stanford & Ward 1996). Am Spöl wurde im Jahr 2000 ein Hochwasserprogramm initiiert mit jährlichen künstlichen Hochwasserereignissen und dem Ziel die bestmöglichen Reproduktionsbedingungen für die Bachforelle zu schaffen.

Die einzige Fischart die sich im Spöl selbst reproduziert ist die Bachforelle (Salmo trutta fario), wobei die Bachforellenpopulation zwischen den beiden Speichern Punt dal Gall und Ova Spin isoliert ist. Eine regelmäßige Untersuchung der Bachforellenpopulation begann 1990 (Rey & Gerster1991) und wird heute von dem Büro für Gewässerökologische Untersuchungen HYDRA seit 2000 fortgeführt (Mürle & Ortlepp 2003).

Abb. 20.1 zeigt einen Überblick über das Untersuchungsgebiet und die ausgewählte Untersuchungsstrecke mit einer Gesamtlänge von ca. 350m.

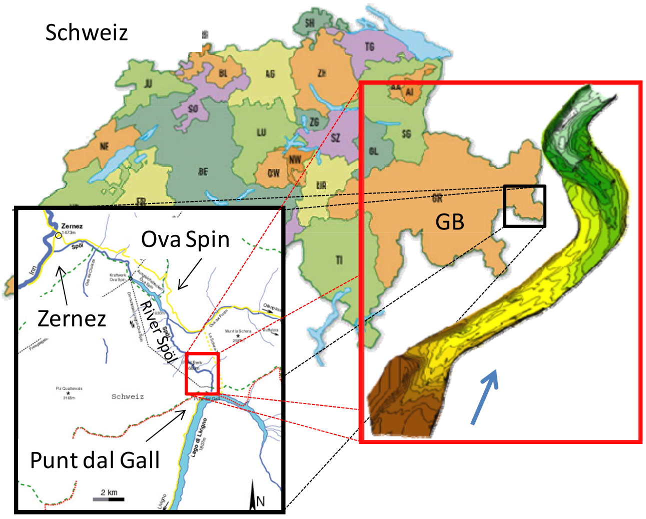


Abb. 20.1: Übersichtskarte des Untersuchungsgebiets am Spöl

20.4 Material und Methoden

20.4.1 Monitoring-Programm

Das Monitoring-Programm begann in Dezember 2009 und kann in eine abiotische und biotische Datenaufnahme gegliedert werden.

Abiotische Datenaufnahme:

Um Informationen über die Sedimentcharakteristik der Fließstrecke zu bekommen wurden diverse Sedimentproben in jeweils zwei vertikalen Schichten (Oberschicht, Unterschicht) entnommen. Zur Durchführung von Korngrößenanalysen wurden die Sedimente mit folgenden Siebgrößen trocken ausgesiebt: 63, 31.5, 16, 8, 5, 2, 0.63, 0.2, 0.063 (alle in mm). Die Gesamttrockenmassen aller Proben mit einer Spanne von 9,12 kg bis 18.72 kg entsprachen jeweils den Kriterien nach DIN 18123. Insgesamt wurden jeweils vier Sedimentproben vor und nach einem künstlichen Hochwasser im September 2009 ausgewertet.

Zusätzlich wurde der Gehalt an gelösten Sauerstoff ebenfalls in zwei vertikalen Sedimenttiefen (10 cm, 20 cm) gemessen. Hierfür wurden Optoden nach einer modifizierten Methode von Niepagenkempner et al. (2002) eingesetzt, wobei das Interstitialwasser in einen luftdichten Messzylinder mit der darin enthaltenden Messoptode über ein Metallrohr angesaugt wird. Um Informationen über die Sättigung des Interstitialwassers zu erhalten wurde simultan die Wassertemperatur mit aufgezeichnet.

Um ein digitales Geländemodell (DGM) zu erstellen wurden tachymetrisch über 2500 topographische Punkte aufgenommen. Zur Kalibrierung des hydrodynamisch-numerischen Modells wurden zusätzlich Wasserspiegellagen und vertikale Fließgeschwindigkeitsprofile gemessen.

Zusätzliche Sedimentuntersuchungen werden mittels der von Ruben (2004) entwickelten Photosieving-Methode durchgeführt. Mithilfe des Photosievings können Korngrößenzusammensetzungen durch digitale Fotoauswertung abgleitet werden. Die Methode erlaubt lediglich eine grobe Abschätzung der Korngrößenverteilung, welche dafür aber flächenhaft eingesetzt werden kann und somit den Messaufwand im Feld und Labor reduzieren kann. Die Auswertung der Ergebnisse steht noch aus.

Da die Temperatur ein wichtiger Parameter in der Bestimmung der einzelnen Entwicklungsstadien ist, wurde diese kontinuierlich über einen Logger in 15min-Intervallen erfasst. Abflussdaten des Pegels Punt dal Gall werden von dem Bundesamt für Umwelt der Schweiz (BAFU) zur Verfügung gestellt.

Tab. 20.1 gibt eine Übersicht über die Vermessungen vor und nach dem künstlichen Hochwasser im September 2009.

Tab. 20.1: Übersicht über die Vermessungen vor und nach dem künstlichen Hochwasser im September 2009

Parameter	vorher	nachher
Hydrograph	x	x
Topographie	x	x
Sauerstoffgehalt	-	x
Sedimentproben	x	x
Photosieving	x	x
Geschw.-Gradient	-	x
Temperatur	x	x

Biologisches Monitoring:

Um die Auswirkungen der veränderten Lebensraumbedingungen auf den Reproduktionserfolg der Bachforelle zu erfassen wurden jeweils drei engmaschige Eikapseln in insgesamt neun künstlichen Laichgruben vergraben. Die Eikapseln wurden erstmals von Scrivener (1988) entwickelt und von Dumas (2006) modifiziert. Die Kapseln werden mit zehn Eiern gefüllt und durch einzelne Körner voneinander separiert. Die Kapseln haben eine Länge von 9 cm und einen Durchmesser von 0,9 cm und sind mit einem Edelmetallgitter (Maschenweite 1,4 mm) ausgekleidet. Zusätzlich wurden sogenannte Emergenzflaschen (20 cm x 12 cm) ausgebracht, welche ebenfalls mit einem 1,4 mm großen Maschengitter ausgekleidet waren und in der die geschlüpften Brütlinge die Möglichkeit hatten aus dem Interstitial aufzusteigen. In einer zweiten analog aufgebauten Flasche werden die aufgestiegenen Jungfische erfasst und statistisch ausgewertet. In jedem Altersstadium während der Reproduktion (Augenpunktstadium, Schlupfzeit) wird ein der drei Kapseln pro Laichgrube kontrolliert. Die Ergebnisse des biologischen Monitorings sind noch nicht ausgewertet. Abb. 20.2 zeigt die Eikapseln (links) sowie die Emergenzflaschen (rechts).



Abb. 20.2: Eikapseln (links) und Emergenzflaschen (rechts)

20.4.2 Simulation des Sediment-Transports

Um die durch das künstliche Hochwasser und der langen Niedrigwasserphase hervorgerufenen morphodynamischen Prozesse adäquat abbilden zu können, wird das dreidimensionale Sediment-Transport Modell SSIIM (Olsen, 2009) verwendet. Während für das Hochwasserereignis flächige Sedimentumlagerungen, Mischung von Sedimentschichten sowie Erosions- und Sedimentationsprozesse dominierend sind, interessiert während der langen Niedrigwasserphase der Schwebstofftransport, die Sediment-Infiltration und Niederschlagsereignisse. Die Stärke von SSIIM besteht in einem adaptiven Netz mit fraktioniertem Geschiebetransport, mobilem Gewässerbett und einem gekoppelten Ansatz zwischen Hydrodynamik und Morphodynamik womit die dreidimensionalen Sediment-Transport-Prozesse im Modell abgebildet werden können.

Durch die veränderten Korngrößenzusammensetzungen können verschiedene Substratindizes abgeleitet werden, welche für die Beschreibung der Qualität des Interstitial von Bedeutung sind. Z.B. hat Dirksmeyer (2008) gezeigt, dass verschiedene Feinsedimentanteile signifikant mit dem Sauerstoffgehalt korrelieren. Kombiniert mit weiteren sauerstoffbeeinflussenden Parametern wie zum Beispiel der Sortierungskoeffizient oder der Fredle-Index stellen die Outputdaten von SSIIM die Grundlagen für ein multivariates fuzzy-logisches Modell dessen Zielgröße die Simulation der Interstitialqualität ist.

20.5 Erste Ergebnisse & Ausblick

20.5.1 Sohlhöhenveränderung

Die Erosions- und Sedimentationszonen des künstlichen Hochwassers im September 2009 sind in Abb. 20.3 dargestellt. Rote Bereiche zeigen Erosion während blaue Bereiche auf Sedimentation hindeuten.

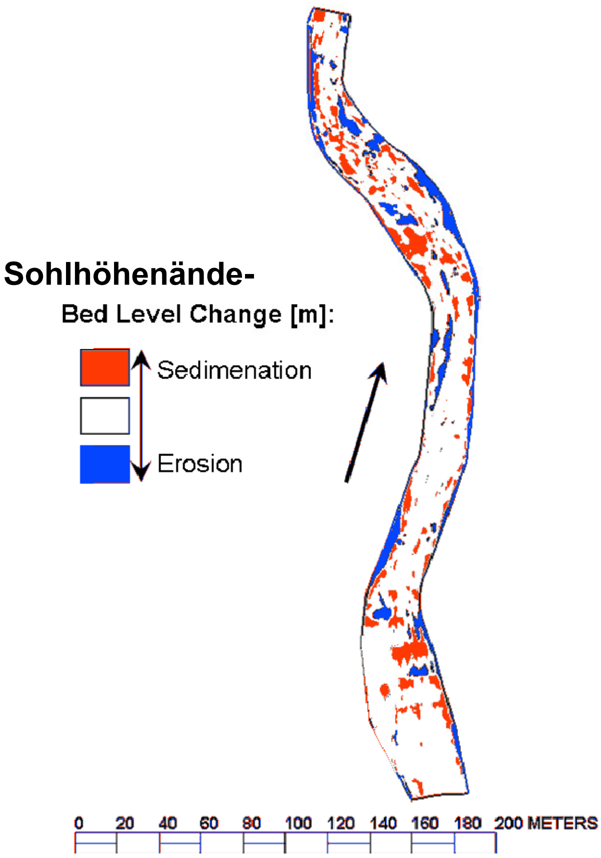


Abb. 20.3: Gemessene Sohlhöhenveränderungen durch das künstliche Hochwasser im September 2009

In Abb. 20.3 kann kein eindeutiger Trend bezüglich Erosion oder Sedimentation festgestellt werden. Die 10% bzw. 90% Quantile liegen bei -0.14 m bzw. +0.13 m. Größere Abweichungen ergeben sich lediglich an den Modellgrenzen. Die mittlere Abweichung gegenüber dem ursprünglichen Zustand beträgt 0,08 m und ist damit nur geringfügig höher als die Unsicherheit bezüglich der Interpolation der gemessenen Topographie-Punkte. Diese moderate Sohlhöhenänderungen sind nicht überraschen, da großräumige Sohlumlagerungen erst bei Abflüssen von 70-90 m³/s zu erwarten sind (Jäger 1991).

20.5.2 Analyse der Korngrößenzusammensetzungen

Neben den Sohlhöhenveränderungen sind die Sortierungsprozesse in den einzelnen Sedimentschichten von Bedeutung. Abb. 20.4 zeigt die Siebergebnisse einer Sedimentprobe vor und nach dem künstlichen Hochwasser (Ober- und Unterschicht).

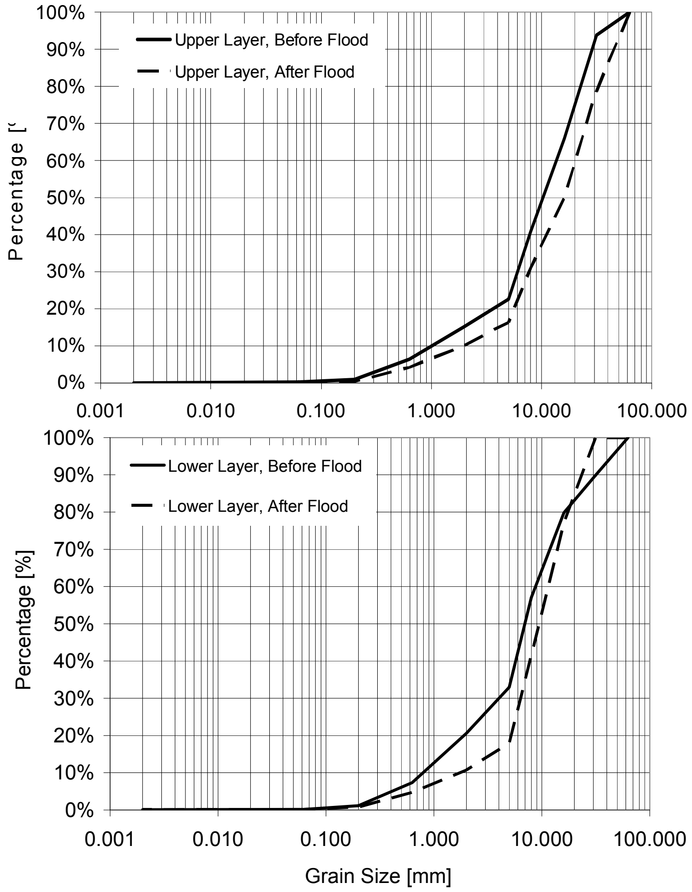


Abb. 20.4: Siebergebnisse vor und nach dem künstlichen Hochwasser (Ober- und Unterschicht)

In der Oberschicht (10cm) ist aus Abb. 20.4 zu entnehmen, dass sich die Korngröße über den gesamten Korngrößenbereich vergröbert hat, während in der Unterschicht maßgeblich die Bereiche zwischen 0,5 mm und 5,0 mm durch das Hochwasser mobilisiert wurden. Für Korngrößen >20 mm war die Verteilung vor dem Hochwasser allerdings gröber. Basierend auf den Messergebnissen wurden der charakteristische Korndurchmesser nach Meyer-Peter, Müller 1948), der Sortierungskoeffizient (SO) nach (Shirazi & Seim 1981), welcher ein Maß für die Infiltration von Feinsedimenten in den Lückenraum der Kiessohle ist, der Fredle-Index nach Lotspeich & Everst (1981) welcher als Kriterium für die Kiesqualität entwickelt wurde und der Feinsedimentanteil <2mm bestimmt, welcher nach McNeil & Ahnell (1964) die Reproduktion von kieslaichenden Fischarten beeinflussen kann.

Tab. 20.2 zeigt die Ergebnisse der Korngrößenanalyse.

Tab. 20.2: Ergebnisse der Korngrößenanalyse (OS=Oberschicht, US=Unterschicht)

Substratindex	Oberschicht		Unterschicht	
	vorher	nachher	vorher	nachher
d_{ch}	14.19	20.47	12.18	11.62
Sortierungs-Index [-]	1.98	2.09	2.16	1.62
Fredle-Index [-]	3.39	6.58	2.71	5.71
Feinsedimentanteil	15.25	10.45	20.75	10.75

Die charakteristische Korngröße als repräsentativer Durchmesser der Verteilung gibt nicht ausreichend Informationen über die Sedimentcharakteristik um daraus auf eine Interstitialqualität zu schließen. Dieser Index ist eher als ein gröberer Klassifizierungsparameter für Kiessohlen zu sehen. Die Bedeutung des charakteristischen Korndurchmessers nimmt bei zunehmender Heterogenität der Verteilung ab. Basierend auf den charakteristischen Korndurchmesser kann eine Vergröberung der Oberschicht und einer Verkleinerung der Unterschicht abgeleitet werden.

Der Sortierungskoeffizient (SO) zeigt für die Oberschicht einen geringfügigen höheren Wert nach dem Hochwasser an und deutet somit auf geringere Porenräume hin als vor dem Hochwasser. Jedoch nimmt der SO der Unterschicht signifikant durch das Hochwasserereignis ab, was auf eine höhere Permeabilität in der Unterschicht hindeutet. Dieser zunächst merkwürdig erscheinende Sachverhalt kann damit begründet werden, dass während dem Hochwasser die Oberschicht erodiert, Feinsedimente aus der Unterschicht ausgespült werden und während dem absteigenden Ast des Hochwassers kann sich gröberes Geschiebe erneut ablagern und Feinsedimente können in den neu geschaffen Lückenraum infiltrieren und somit den Lückenraum reduzieren.

Der Fredle-Index nimmt für die Oberschicht zu, woraus auf einen größeren Porenraum geschlossen werden kann. Dies steht im Gegensatz zu den Auswertungen des Sortierungskoeffizienten. Für die Unterschicht nimmt der Fredle-Index markant ab und unterstützt somit die Interpretation des Sortierungskoeffizienten.

Der Feinsedimentanteil zeigt generell einen geringeren Anteil in der Oberschicht als in der Unterschicht. Durch das Hochwasser konnte der Feinsedimentgehalt in der Oberschicht um 30% reduziert werden, während er in der Unterschicht halbiert werden konnte.

Bezüglich der biologischen Interpretation der Daten hinsichtlich der Reproduktion von kieslaichenden Fischarten gibt Dirksmeyer (2008) Grenzwerte an. Zum Beispiel sollte die charakteristische Korngröße nicht kleiner als 14 mm in der Oberschicht sein. Dieses Kriterium konnte durch das Hochwasser am Spöl wiederhergestellt werden. Der Sortierungskoeffizient für natürliche Laichgruben sollte im Bereich 3-5 liegen. Am Spöl zeigen beide Sedimentschichten einen geringeren Wert, was auf eine unzureichende Sedimentmischung hindeutet. Der minimale Fredle-Index beträgt 3.5 für eine erfolgreiche Reproduktion. Die berechneten Werte für den Spöl zeigen den positiven Effekt des Hochwassers. Für beide Sedimentschichten konnte diesbezügliche eine Verbesserung erreicht werden. Für die Oberschicht ergaben die Messungen einen Anstieg von 3.4 auf 6.6 und für die Unterschicht einen Anstieg von 2.7 auf 5.7. Bezüglich dem Gehalt an Feinsedimenten gibt Soulsby et al. (2001) einen für die Reproduktion verträglichen Gehalt von 15% an. Beide Sedimentschichten am Spöl zeigen eine massive Reduzierung des Feinsedimentsgehalts nach dem Hochwasser, was ebenfalls auf die Ausspülung von Feinsedimenten hindeutet. Die Ergebnisse der biologischen Interpretation zeigen die veränderten Substratbedingungen. Während die charakteristische Korngröße und der Sortierungskoeffizient nicht im optimalen Wertebereich für eine erfolgreiche Reproduktion liegen, zeigen der Fredle-Index und die Reduzierung des Feinsedimentgehalts deutlich die positiven Veränderungen durch das künstliche Hochwasser. Des Weiteren wird deutlich, dass die Betrachtung eines einzelnen Parameters nicht ausreichend ist, um die Qualität des Interstitials zu beurteilen, sondern mehrere Parameter berücksichtigt werden müssen.

20.6 Diskussion

Die Sohlhöhenveränderungen geben eine erste Einschätzung über die sedimentdynamischen Prozesse. Insbesondere die Erosionstiefe kann für die Reproduktion von Bedeutung sein, allerdings werden am Spöl keine Erosionstiefen erreicht, um Eier aus dem Sediment auszuspülen. Die unterschiedlichen Analysemethoden der Korngrößenverteilung sind ebenfalls lediglich ein erster Ansatz um die Interstitialqualität zu bewerten, welche sicherlich über einen mehrparametrischen Ansatz exakter abgeschätzt werden kann. Des Weiteren gibt es noch zahlreiche zusätzliche Parameter wie die Porosität, Permeabilität oder die Berücksichtigung von vertikalen hydraulischen Gradienten welche die Sedimentinfiltration und somit auch den Sauerstoffgehalt beeinflussen können (Sear et al. 2008). Diese Parameter gilt es zu erfassen und in multivariten Fuzzy-Ansatz zu integrieren.

20.7 Referenzen

Borchardt, D., Pusch, M. 2009. The ecology of the hyporheic zone of running waters: Patterns, processes and bottleneck functions, Advances in Limnology 61, 224 pages, ISBN 978-3-510-47063-1

Dahm, C. N., et al. 2006. Hyporheic zones. In: Hauer, F. R. and Lamberti, G. A. (eds) Methods in stream ecology. San Diego, CA: Academic Press, pp. 119–142.

DIN 18123. 1996. Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korngrößenverteilung

Dirksmeyer, J. 2008. Untersuchungen zur Ökomorphologie der Laichhabitate von Lachsen und Meerforellen in Deutschland, PhD-Thesis, University of Cologne, Germany

Dumas, J., Marty, S. 2006. A new method to evaluate egg-to-fry survival in salmonids, trials with Atlantic salmon, Journal of Fish Biology, 68, 284-304

Jäger, P., 1991. Morphodynamik und Uferstabilität. Wissenschaftliche Begleitung Spülung Grundablass Livigno- Stausee vom 7. Juni 1990. Arbeitsberichte zur Nationalparkforschung, Wissenschaftliche Nationalparkkommission, Swiss National Park, Zernez, Switzerland.

Lotspeich, F.B., Everest, F.H. 1981. A new method for re-porting and interpreting textural composition of spawning gravel, US Forest Service Research Note PNW-369

McNeil, W., Ahnell, W.H. 1964. Sucess of pink salmon spawning relative to size of spawning stream of south-eastern Alaska. Ibid. 469, 15

Merz, J.E., Setka, J.D., Pasternack, G.B., Wheaton, J.M. 2004. Predicting benefits of spawning-habitat rehabilitation to salmonid (Oncorhynchus spp.) fry production in a regulated California River, Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Science, 61, 1433-1446.

Meyer-Peter, E., Müller, R. 1948. Formulas for bed-load transport. Proceedings of the 2nd Meeting of the International Association for Hydraulic Structures Research, pp. 39-64, Int. Assoc. Hydraul. Res., Delft, Netherlands.

Niepagenkempner, O., Meyer, E.I. 2002. Messungen der Sauerstoffkonzentration in Flusssedimenten zur Beurteilung von potentiellen Laichplätzen von Lachs und Meerforelle. Schriftenreihe des Landesfischereiverbands Westfalen und Lippe e.V, Heft 2, Germany

Olsen, N.R.B., 2009. A Three-dimensional Numerical Model for Simulation of Sediment Movements in Water Intakes with Multiblock Option. Department of Hydraulics and Environmental Engineering, NTNU, Norway

Rey, P. and S. Gerster, 1991. Makroinvertebraten und Fische. Wissenschaftliche Begleitung Spülung Grundablass Livigno- Stausee vom 7. Juni 1990. Arbeitsberichte zur Nationalparkforschung, Zernez, Switzerland

Schiemer, F., Keckeis, H., Kamler E. 2003. The early life history stages of riverine fish: ecophysiological and environmental bottlenecks, Comparative Biochemistry and Physiology Part A 133, 439-449

Schwoerberl, J. 1961. Über die Lebensbedingungen und die Besiedlung des hyporheischen Lebensraumes. - Arch. Hydrobiol. (Suppl.) 25, 182-214.

Shirazi M.A., Seim W.K. 1979. A stream systems evaluation—an emphasis on spawning habitat for salmonids U.S. Environmental Protection Agency, EPA-600/3-79-109.

Scrivener, J. C. 1988. Two devices to assess incubation survival and emergence of salmonid fry in an estuary streambed. North American Journal of Fisheries Management 8, 248–258.

Soulsby, C. Malcolm, I.A., Youngson, A.F. 2001. Hydro-chemistry in the hyporheic zone in salmon spawning gravels: a preliminary assessment in a degraded agricultural stream, Regulated Rivers: Research and Management, 17, 651-665

Ward, J. V. 1989. The four-dimensional nature of lotic eco-systems. - J. N. Am. Benthol. Soc. 8: 2-8.

21 3D-numerische Optimierung von Tosbecken und Unterwasserstrecke des Staubalkenwehrs Dagachhu

Regina Mayer[1,2] und Roman Gabl[1]

[1] Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck
[2] Bernard Ingenieure ZT GmbH, Hall in Tirol

21.1 Kurzfassung

Für die geplante 114 MW Wasserkraftanlage Dagachhu in Bhutan wird im Sommer 2010 an der Universität Innsbruck ein physikalischer Modellversuch der Wasserfassung durchgeführt. Aufgrund des knappen Zeitplans wird die Wehrgeometrie vorab 3D-numerisch mit der kommerziellen Software FLOW-3D optimiert. Insbesondere betrifft dies das Tosbecken sowie die Unterwasserstrecke. Nachdem in den verschiedenen Projektphasen unterschiedliche Planer beteiligt waren, gibt es mehrere vorgeschlagen Tosbeckengeometrien. Hier ist vorab zu klären, welche Geometrie die geforderten Ziele bei gleichzeitiger Minimierung der Baukosten am besten erfüllt und als Anfangsgeometrie für den Modellversuch verwendet werden soll. Die Gestaltung der Unterwasserstrecke bis zu einem definierten Punkte ca. 120 m flussabwärts des Tosbeckens wurde dem Arbeitsbereich Wasserbau, als durchführende Versuchsanstalt, vom Auftraggeber freigestellt. Dieser Abschnitt der Unterwasserstrecke wird ausschließlich 3D-numerisch behandelt, die berechneten Wasserspiegel bilden dann die Unterwasserrrandbedingung des physikalischen Modellversuchs. Dieser Beitrag beschreibt die Vorgehensweise bei den durchgeführten numerischen Simulationen.

21.2 Abstract

Physical hydraulic model tests for the intake of the 114 MW hydropower plant Dagachhu in Bhutan are currently carried out at the Unit for Hydraulic Engineering, University of Innsbruck. As results have to be available in six months, 3D-numerical simulations with the commercial software FLOW-3D of intake components shall allow for a preliminary optimization to minimize modifications of the hydraulic model. One crucial intake component is the stilling basin, for which already several geometrical options have been suggested by different consultants. Numerical simulations shall help determine which stilling basin geometry is best suited to meet the hydraulic requirements while at the same time saving construction costs. The design of 120 m river channel downstream of the intake may be determined by Unit of Hydraulic Engineering. This river section will be exclusively investigated numerically, results will be used as down-

stream boundary condition for the physical model test. This article describes the strategy used for the numeric simulations.

21.3 Einleitung

21.3.1 Allgemeines

Bei Wehranlagen ist für den Hochwasserfall sicherzustellen, dass die durch die Anhebung der Sohle vorhandene hydraulische Energie so vermindert wird, dass es zu keinen Schäden an Bauwerken und der Unterliegerstrecke kommt (Energieumwandlung). Abhängig von der Fallhöhe, topographischen Gegebenheiten, Betriebsführung usw. kommen dabei meist verschiedene Arten von Tosbecken zur Anwendung. Diese sind z.B. in (Peterka, 1984) oder (Vischer & Hager, 1995) angeführt. Für die verschiedenen Tosbeckenarten gibt es einfache Berechnungsansätze, die meist aus physikalischen Modellversuchen ermittelt wurden. Für größere Stauanlagen sind diese Bemessungsansätze zu ungenau und es werden umfangreiche physikalische Modellversuche durchgeführt. Die 3D- bzw. auch 2D-numerische Simulation (Schnittmodell) bietet ergänzend dazu die Möglichkeit, die Tosbeckengeometrie vorab zu optimieren um Umbauzeiten des hydraulischen Modells zu verringern. Außerdem kann durch die umfassenderen Auswertemöglichkeiten (z.B. Geschwindigkeitsvektoren) das Verständnis für die Vorgänge bei der Energieumwandlung im Tosbecken verbessert werden. Die entsprechend numerisch optimierte Geometrie wird im physikalischen Modellversuch nachgewiesen.

21.3.2 Die Wehranlage des Kraftwerkes Dagachhu in Bhutan

Die Wehranlage des Kraftwerks Dagachhu in Bhutan ist aufgrund der Stauhöhe von ca. 20 m und des relativ engen Flussquerschnitts als Staubalkenwehr geplant. Das Stauziel liegt auf einer Höhe von 843,3 m. Das Wehr hat zwei Felder mit je einem Segmentschütz für die Hochwasserabfuhr und den sohlnahen Geschiebetransport und eine auf den Staubalken aufgesetzte Fischbauchklappe, die hauptsächlich für die Regelung des Stauziels eingesetzt wird. Die Wasserentnahme von max. 50 m³/s erfolgt orographisch links über eine Seitenentnahme. Für den 10.000-jährlichen Hochwasserabfluss, der unter Verwendung der (n-1)-Regel für die Bemessung der Wehröffnungen maßgeblich ist, wird in der Machbarkeitsstudie ein Wert von 859 m³/s angegeben. Das einjährliche Hochwasser wurde mit 231 m³/s ermittelt. Der Grundriss und ein Schnitt durch die Wehranlage, wie sie in der Machbarkeitsstudie 2006 geplant waren, sind in Abb. 21.1 und Abb. 21.2 dargestellt.

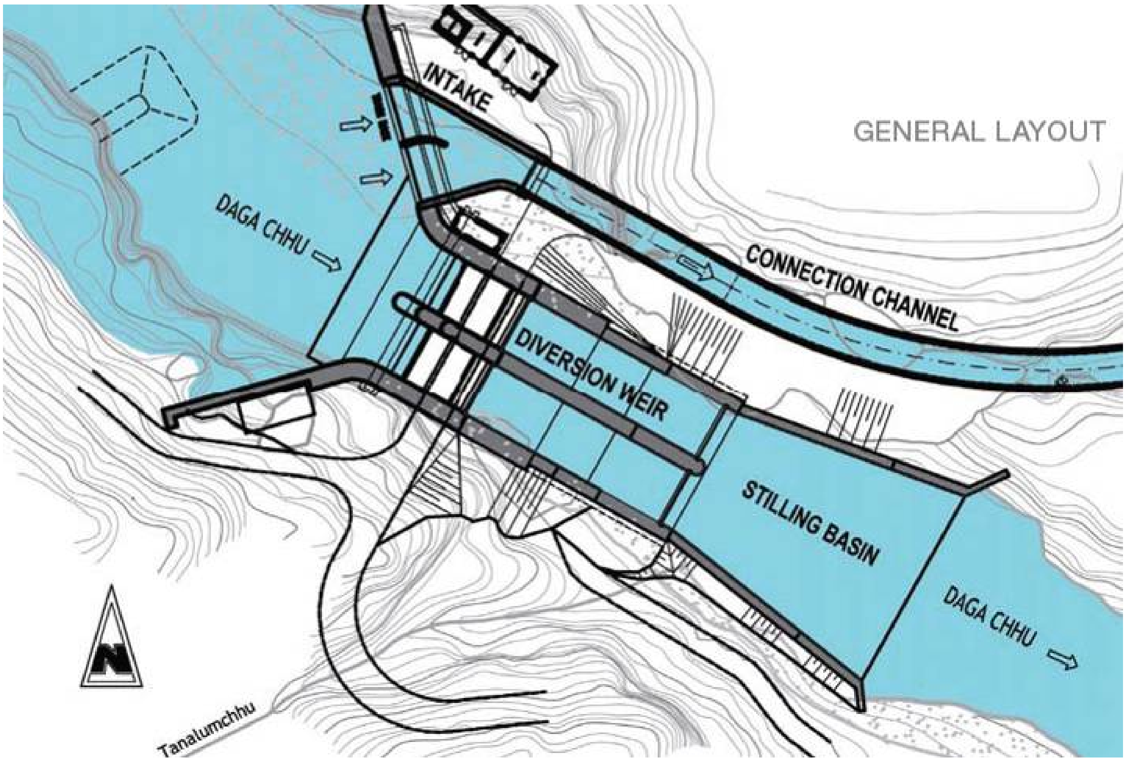


Abb. 21.1: Grundriss Wehr Dagachhu (Machbarkeitsstudie)

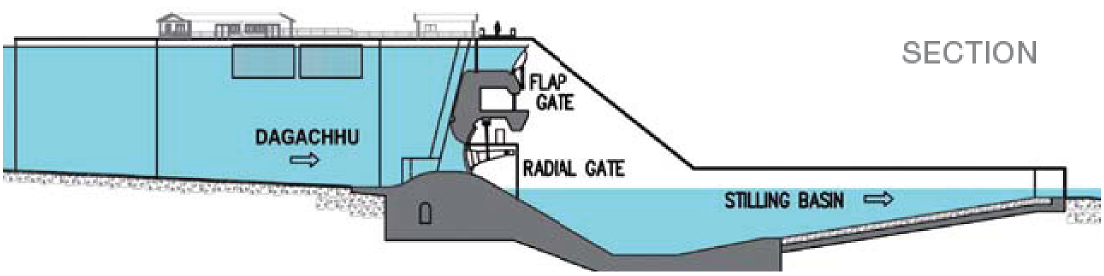


Abb. 21.2: Schnitt Wehr Dagachhu (Machbarkeitsstudie)

21.3.3 Anforderungen an das Tosbecken

Neben der grundlegenden Aufgabe der Energieumwandlung im Tosbecken ist besonders der Sedimenttransport durch das Tosbecken interessant. Eine zusätzliche Planungsvorgabe entsteht durch den aufgrund der Abmessungen der Segmentschütze erforderlichen horizontalen Stützbalken. Zwischen der Unterkante dieses Balkens und der Oberfläche des über das Wehr abfließenden Wassers muss ein Mindestabstand von 1 - 1.5 m verbleiben. Aufgrund des sehr groben erwarteten Geschiebes sind Störkörper im Tosbecken vorerst nicht vorgesehen. Aus der Sicht der Kostenersparnis bei Erd- und Betonarbeiten können die größten Einsparungen durch eine Minimierung der Tosbeckentiefe erzielt werden. Das führt gleichzeitig zu einer Verringerung der Höhe der Dammbalken, die bei Revision der Tosbecken vorgesehen sind, und damit zu Kostenersparnissen für den Stahlwasserbau.

21.3.4 Ziel der Untersuchung

Ziel der am Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck durchgeführten numerischen Berechnungen ist es, die Tosbeckengeometrie für den physikalischen Modellversuch zu optimieren und gleichzeitig den Einfluss verschiedener geometrischer Parameter zu überprüfen. Später soll mithilfe des physikalischen Modellversuchs die Aussagekraft der 3D-numerischen Simulation überprüft werden.

21.4 Methodik

Um einen ersten Eindruck über die Einflüsse der Tosbeckengeometrie zu gewinnen werden zahlreiche Geometrievarianten zweidimensional mit FLOW-3D gerechnet. Tatsächlich treten durch die Aufweitung des Tosbeckens sowie bei unsymmetrischer Beaufschlagung der Wehröffnungen dreidimensionale Strömungszustände auf. Als erste Annäherung wird allerdings angenommen, dass der Einfluss auf die Tosbeckengeometrie gering ist, da die Aufweitung in einem flachen Winkel und auf das ca. 1,5-fache der Schussrinnenbreite erfolgt. Als Lastfall wird hier der maximale Abfluss durch die Segmentschütze bei einem Stauziel von 843,3 m verwendet. Aufgrund der Erkenntnis aus dieser ersten Testreihe werden ausgewählte Tosbeckengeometrien auf ihr Verhalten während des Ablaufens einer Hochwasserwelle untersucht. Dabei gibt es zwei Lastfälle, einmal wird das Stauziel gehalten, bei der zweiten Variante wird der Stau gelegt um eine Stauraumspülung nachzubilden. Im nächsten Schritt werden die numerischen Simulationen am dreidimensionalen Modell durchgeführt. Die derart voroptimierte Tosbeckengeometrie wird anschließend im physikalischen Modellversuch nachgebaut und bei Bedarf weiter optimiert.

21.5 Ergebnisse

Die numerischen Simulationen werden momentan durchgeführt, die Ergebnisse werden beim JuWi-Treffen Anfang August in Stuttgart präsentiert. Vergleiche mit den physikalischen Modellversuchen können erst nach Errichtung des Modells ab Mitte August 2010 angestellt werden. Beispielhaft zeigt Abb. 21.3 die Froude-Zahl und Geschwindigkeitsvektoren aus einer zweidimensionalen Simulation. In Abb. 21.4 ist die Wasseroberfläche als Ergebnis einer dreidimensionalen Simulation dargestellt, wobei in dieser Variante das orographisch linke Segmentschütz geschlossen ist.

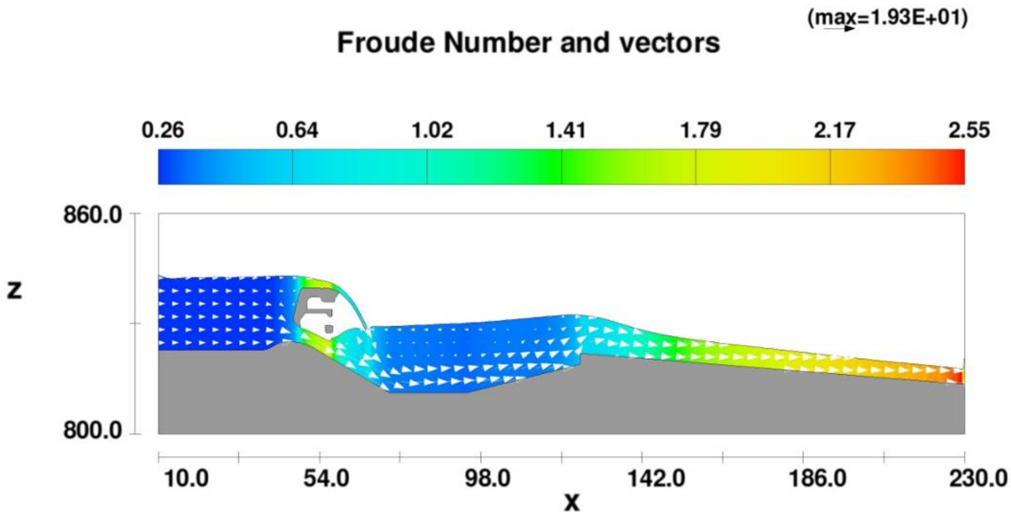


Abb. 21.3: Ergebnis der zweidimensionalen numerischen Simulation (Beispiel)

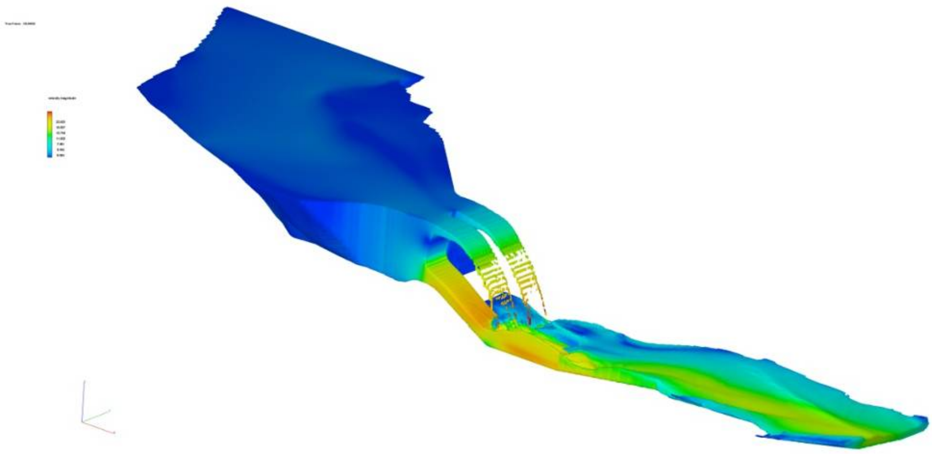


Abb. 21.4: beispielhaftes Ergebnis der dreidimensionalen numerischen Simulation (ein Segmentschütz geschlossen)

21.6 Literatur

Hager, W. H. (1992). Energy Dissipators and Hydraulic Jump. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers.

Häusler, E. (1991). Wehre. In H. Blind, & H. Kupfer (Hrsg.), Wasserbauten aus Beton (Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau). Berlin: Ernst & Sohn.

Peterka, A. (1984). Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators (8th Edition ed.). Denver, Colorado: United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation.

Vischer, D. L., & Hager, W. H. (1995). Energy Dissipators - Hydraulic Structures Design Manual 9. Rotterdam: A.A. Balkema.

22 Gewässerkreuzung in der Bergbaufolgelandschaft Goitzsche – Ermittlung und Bewertung technischer Lösungen

Sophia Stoebenau

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden

22.1 Kurzfassung

In der Bergbaufolgelandschaft Goitzsche im Nordraum Leipzigs nahe der Landesgrenze zwischen Sachsen und Sachsen-Anhalt sollen der Große Goitzschesee und der Seelhausener See eine schiffbare Verbindung erhalten. Die Seen weisen unterschiedliche Wasserspiegellagen auf. Die besondere Randbedingung der Planungsaufgabe lag in der Berücksichtigung des Lober-Leine-Kanals, der zwischen den beiden Seen hindurch führt, die höchste Wasserspiegellage der drei Gewässer aufweist und erhalten bleiben muss. Neben der Funktion als schiffbare Verbindung sollte die Anlage zusätzlich eine besondere Touristenattraktion darstellen, die Tagesausflügler aus dem Umland anzieht.

Die Planungsaufgabe wurde im Rahmen einer Diplomarbeit im Sommer 2009 bearbeitet (Stoebenau 2009) und hatte eine möglichst umfassende Ausschöpfung aller technischen Möglichkeiten zur Variantenermittlung und eine anschließende Bewertung nach funktionalen, monetären, operationellen und umweltrelevanten Kriterien zum Inhalt.

22.2 Abstract

In the area of decommissioned mining facilities named Goitzsche in the northwestern part of Saxony the lake Großer Goitzschesee and the lake Seelhausener See are planned to be connected for navigation. The lakes have different water levels. Located between the lakes is the canal Lober-Leine-Kanal with an even higher water level. The canal Lober-Leine-Kanal has to be preserved. The future link between both lakes has to be navigable and is expected to be a landmark which attracts tourists from the area nearby.

The task was solved within a diploma thesis in the summer of 2009 (Stoebenau 2009) including a comprehensive consideration of all technical options. This included the investigation of variants and its evaluation according to functional, monetary, operational and environmental-relevant criteria.

22.3 Veranlassung

Die Bergbaufolgelandschaft Goitzsche umfasst etwa 62 km² und liegt im Norden Leipzigs nahe der Grenze zwischen Sachsen und Sachsen-Anhalt. Im Zuge der Wiedernutzbarmachung der vom Bergbau zu großen Teilen zerstörten Region Goitzsche entstand ein Tourismusgebiet, welches hauptsächlich durch Tagesausflügler, Kurzurlauber und Wassersportler frequentiert wird. Derzeit ist der Große Goitzschesee mit 14,7 km² Wasserfläche der zweitgrößte künstliche See Deutschlands. Das Gebiet mit dem höchsten Potential an Gästen für die Region Goitzsche überschneidet sich jedoch mit dem Einzugsgebiet weiterer neu entstehender Erholungs- und Wassersportzentren in ehemaligen Tagebauen, sodass ein hoher Wettbewerbsdruck herrscht. Unter diesem Aspekt soll die für den Wassersport zur Verfügung stehende Wasserfläche durch eine schiffbare Verbindung mit dem Seelhausener See auf eine Gesamtfläche von knapp 21 km² vergrößert werden. Als Alleinstellungsmerkmal und zusätzliche Attraktion besteht weiterhin der Wunsch, durch ein spektakuläres technisches Bauwerk Folgeeinrichtungen und weitere Einnahmemöglichkeiten hervorzurufen (DWI 2007).

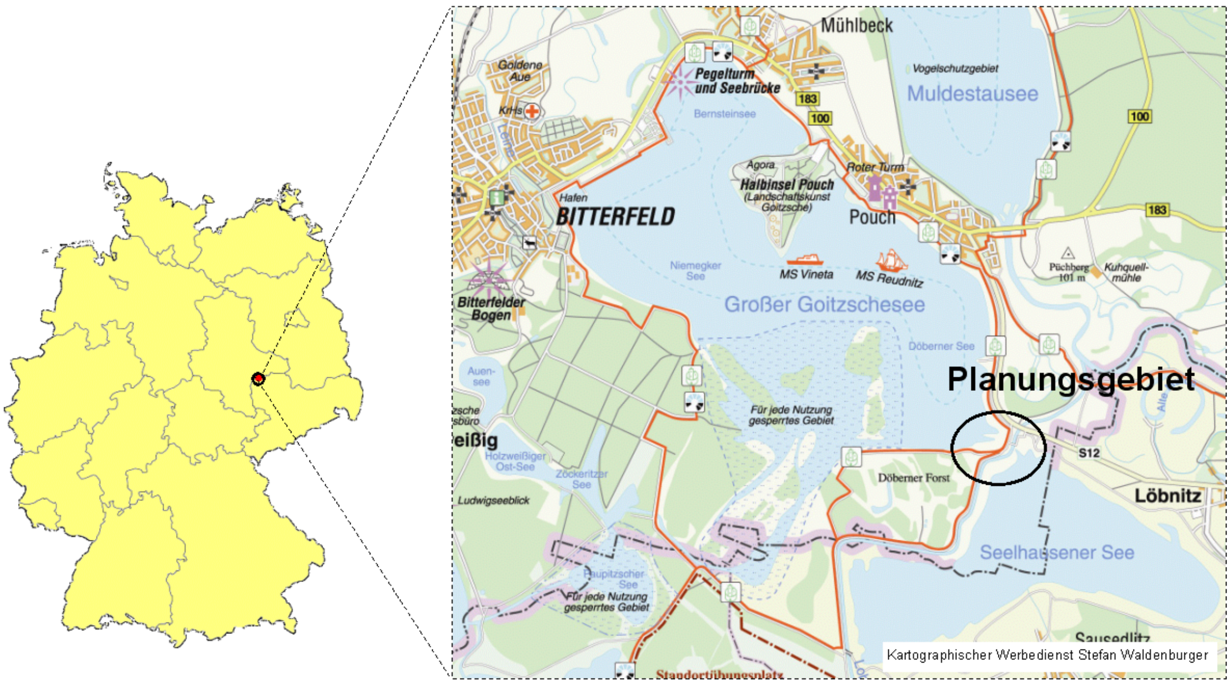


Abb. 22.1: Ausschnitt der Karte „Landkreis Nordsachsen“

22.4 Randbedingungen

Nach vorangegangener ausgiebiger Diskussion innerhalb der Region wurde letztlich für den Großen Goitzschesee eine Höhe des Wasserspiegels von 75 m ü. NN und für den Seelhausener See von 78 m ü. NN festgelegt. Bei beiden Seen galt es, eine Bewirtschaftungslamelle von +/- 0,5 m zu berücksichtigen. Die Böschungen wurden mit einer Neigung von 1:10 gestaltet, da es sich bei dem Untergrund größtenteils um aufgefüllte

und verkippte Erdmassen handelt und so die Standsicherheit gewährleistet werden soll. Der Lober-Leine-Kanal besitzt ein Doppeltrapezprofil und seine Sohle liegt auf 80 m ü. NN (Abb. 22.2). Durch einen Planfeststellungsbeschluss wird der Erhalt des Lober-Leine-Kanals vorgeschrieben. Das Einleiten in einen der beiden Seen ist auf Grund der schlechten Wasserqualität im Kanal nicht möglich.

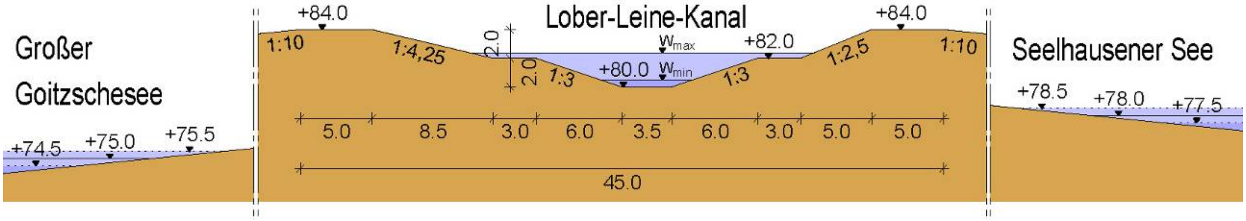


Abb. 22.2: Geländequerschnitt im Planungsgebiet

Die Abmessungen des Bemessungsschiffs wurden durch die auf dem Großen Goitzschesee bereits vorhandenen Fahrgastschiffe „MS Reudnitz“ und „MS Vineta“ definiert. Eine reduzierte Variante mit dem „Leipzig Boot“ war ebenfalls zu betrachten (Tab. 22.1). Da der Gewässerverbund in ein Netz von Wasserwanderwegen für Paddelboote eingebunden werden soll, war zudem die Möglichkeit des nassen Übersetzens von Paddelbooten aus dem Lober-Leine-Kanal in die Seen in Erwägung zu ziehen.

Tab. 22.1: Technische Daten der Bemessungsschiffe

	MS Reudnitz	MS Vineta	Leipzig Boot
			
Länge L [m]	26	35	8,25
Breite B [m]	5	6,2	2,35
Tiefgang T [m]	1,5	1,07	0,3
Höhe über WSP [m ü. NN]	22	6,5	1,6

Bei der Betrachtung der Randbedingungen wurde bereits deutlich, dass keine Lösung allen Anforderungen gerecht werden konnte. So stellt eine für Paddelboote durchgängige Verbindung des Lober-Leine-Kanals mit den Seen einen Widerspruch dar zu der Forderung nach einer strengen Trennung der Gewässer.

22.5 Variantenermittlung

Der Ausschluss zweier kompletter Lösungsentwürfe aus den Jahren 2000 und 2005 deutete bereits an, dass eine eindeutig beste Lösung in allen Belangen nicht klar auf der Hand liegt.

Daher wurde für die Bearbeitung der Diplomarbeit die Herangehensweise gewählt, zwölf technisch realisierbare Lösungen basierend auf fünf Grundvarianten (Tab. 22.2) zu entwickeln, die anschließend vielfältige Kriterien zur Bewertung durchliefen. Dadurch beschränkte sich die Darstellung letztlich nicht auf die Vorstellung weniger Ansätze und ihrer Vorteile, sondern zeigte als Entscheidungshilfe auch deutlich die Nachteile und Probleme von Alternativen auf.

Tab. 22.2: Übersicht über die entwickelten Lösungsansätze

Bezeichnung	Beschreibung
Var. 1	Kanalbrücke rechtwinklig zum LLK mit Sohlhöhe über 84 m ü. NN Überwinden des Höhenunterschieds durch:
Var. 1a	Hebewerke mit senkrechter Förderung
Var. 1b	Schleusen
Var. 1c	Hebewerke mit geneigten Ebenen und Längsförderung, im Wassertrog
Var. 1d	Hebewerke mit geneigten Ebenen und Längsförderung, im Wasserkeil
Var. 2	Kanal rechtwinklig zum LLK mit Sohlhöhe 78 m ü. NN Überwinden des Höhenunterschieds durch:
Var. 2a	Hebewerke mit senkrechter Förderung
Var. 2b	Schleusen
Var. 2c	Hebewerke mit geneigten Ebenen und Längsförderung, im Wassertrog
Var. 2d	Hebewerke mit geneigten Ebenen und Längsförderung, im Wasserkeil
Var. 3	Hebewerk mit geneigten Ebenen, Drehung um 180° auf Mittelplattform Förderungsart:
Var. 3a	Längsförderung im Wassertrog
Var. 3b	Querförderung im Wassertrog
Var. 4	Dükern des LLK
Var. 5	Schiffslift auf Fingerpier als reduzierte Variante nur für das Leipzig Boot

Für jede Variante entstand ein Datenblatt mit einer Konzeptdarstellung im Maßstab 1:1000, einer Konstruktionsbeschreibung, der Auflistung weiterer Eigenschaften und funktionaler Kriterien.

22.6 Bewertung und Auswahl

22.6.1 Erste Bewertungsebene: vergleichende Bewertung

Die vergleichende Darstellung der Varianten untereinander ohne konkrete Zahlenwerte mit der Vorgehensweise (besser als/ schlechter als/ möglich/ nicht möglich) erfolgte nach vier Kriterienkomplexen.

funktionale Kriterien:

- Wirtschaftsweg mit/ohne Sonderkonstruktion
- Trennung der Gewässer
- Paddelboottouren möglich
- Fahrgastschifffahrt möglich
- reduzierte Variante

monetäre Kriterien:

- Baukosten für Erdaushub/ Stahlbaumengen/ Stahlbetonbaumengen
- Kosten für Folgebauten
- Attraktivität/ Vermarktungsmöglichkeit
- Energieaufwand des Betriebs
- Leistungsfähigkeit
-

operationelle Kriterien:

- Zufahrt
- Betriebssicherheit

umweltbezogene Kriterien:

- Aufbauhöhe
- Landschaftsverbrauch

Aus der vergleichenden Bewertung der Lösungen qualifizierten sich die Varianten 1c, 2c, 3b, 4 und 5 für eine detailliertere Betrachtung.

22.6.2 Zweite Bewertungsebene: konkrete Berechnungen

Neben der erhöhten Unfallgefahr und einem hohen Bedarf an Verkehrsregelung bei der Einbindung des Lober-Leine-Kanals in Variante 2c, ergeben sich auch Probleme durch Sedimentation innerhalb des Kreuzungskanals und eine Beschränkung durch die maximal zulässige Querströmung auf die kreuzenden Schiffe. Die Berechnung ergab, dass der zulässige Grenzwert der Querströmung von 0,3 m/s (Kuhn 1985) bereits bei einem Abfluss von 0,48 m³/s im Lober-Leine-Kanal erreicht wird. Die Kenntnis von MNQ = 0,36 m³/s verwies auf eine zeitlich sehr stark eingeschränkte Nutzung der Anlage. Die Querströmung wurde zum Ausschlusskriterium für die Variante 2c.

Ausgehend von Berechnungsansätzen aus (Partenscky 1986a), (Partenscky 1986b) und Herstellerangaben der Anlage aus Variante 5 wurde die Leistungsfähigkeit jeder Variante bestimmt. Als Referenzwerte lagen Zielwerte aus der Studie (DWI 2007) vor, die in zwei Szenarien a) und b) eine Variation der noch zu bauenden Liegeplätze sowie die Benutzungsbereitschaft je nach Kostenpflicht bei Benutzung der Anlage berücksichtigt.

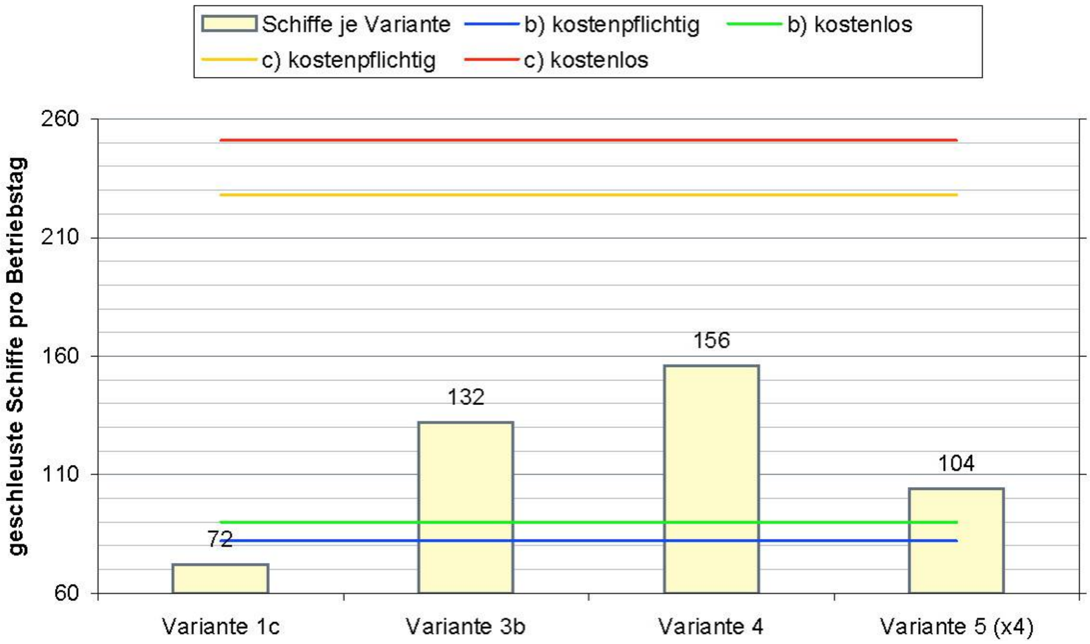


Abb. 22.3: Leistungsfähigkeit der Varianten 1c, 3b, 4 und 5(4x)

Die Ergebnisse der Analyse (Abb. 22.3) zeigten, dass keine der Varianten die Maximalforderung an die Leistungsfähigkeit erfüllen konnte. Die Leistungsfähigkeit wurde zum Ausschlusskriterium für die Variante 1c. Die Variante 5 wurde vierfach eingerechnet, da sie besonders kostengünstig ist und hier eine gestaffelte Nutzung mehrerer Anlagen berücksichtigt wurde. Variante 3b und 4 wiesen die höchste Leistungsfähigkeit auf.

Eine Abschätzung der Baukosten konnte im Rahmen der Diplomarbeit nur grob vorgenommen werden, da die Datengrundlage zu hydrologischen und bodenkundlichen Kennwerten lückenhaft war und die Planungen lediglich in der Detailtiefe einer Konzeptplanung durchgeführt wurden. Eine Nutzen-Kosten-Analyse zur Entscheidung zwischen den Varianten 3b, 4 und 5 wurde empfohlen.

22.7 Zusammenfassung

Für die schiffbare Gewässerverbindung in der Bergbaufolgelandschaft Goitzsche wurden zwölf Lösungsvarianten ermittelt und vergleichend durch funktionale, monetäre, operationelle und umweltbezogene Kriterien bewertet. In einer vertieften Untersuchung wurden fünf Lösungen detailliert betrachtet, woraus drei Lösungsvorschläge hervorgingen.

22.8 Literatur

(DWI 2007) (2007). Studie zur Bedeutung einer schiffbaren Gewässerverbindung in der Bergbaufolgelandschaft Goitzsche für die touristische Entwicklung des Seelhausener Sees. dwif consulting GmbH

(Kuhn 1985) KUHN, RUDOLPH (1985). Binnenverkehrswasserbau. Ernst & Sohn Verlag

(Partenscky 1986a) PARTENSCKY, H.-W. (1986). Binnenverkehrswasserbau Hebewerke. Springer-Verlag Berlin

(Partenscky 1986b) PARTENSCKY, H.-W. (1986). Binnenverkehrswasserbau Schleusenanlagen. Springer-Verlag Berlin

(Stoebenau 2009) STOEBENAU, SOPHIA (2009) Ermittlung und Bewertung technischer Lösungen einer schiffbaren Gewässerkreuzung in der Bergbaufolgelandschaft Goitzsche, Diplomarbeit, unveröffentlicht, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden

23 Konzeptionelle Entwicklung von Ansätzen für ein Lebensdauermanagement von Hafeninfrastrukturen

Nannina Horstmann

Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Leibniz Universität Hannover

23.1 Kurzfassung

Bei der Vorstellung dieser Diplomarbeit geht es um ein Lebensdauermanagementsystem für Hafeninfrastrukturen am Bespiel von Kai- bzw. Kajenkonstruktionen. Diese Bauwerke sind als Schnittstelle zwischen Wasser- und Landtransport ein zentraler Bestandteil der Hafenanlagen und sollen daher möglichst uneingeschränkt zur Verfügung stehen, um einen schnellen und reibungsfreien Umschlag gewährleisten zu können. Mit der rasanten Entwicklung der Schifffahrt und dem stetig steigenden Containerverkehr seit Ende der 60er Jahre wachsen die Anforderungen an die Kai- bzw. Kajenanlagen sukzessive, resultierend zum Beispiel aus höheren Geländesprüngen, die abgefangen werden müssen, oder den größeren Schiffsabmessungen und den damit zunehmenden Maschinenleistungen sowie Manövrierhilfen der Schiffe [1]. Infolge der entstehenden Belastungen auf Kai- bzw. Kajenkonstruktionen müssen diese überwacht und geprüft werden, besonders wenn diese für solche Anforderungen nicht konzipiert wurden. Daher soll in dieser Diplomarbeit die Ansätze eines möglichen Lebensdauermanagement auf Grundlage von Schadensaufzeichnungen an diesen Hafenstrukturen entwickelt werden.

23.2 Abstract

This diploma thesis will give a short overview of life cycle management systems in generally and for harbour structures, especially for quay constructions. These constructions are important for the freight transportation between water- and landside, so it must be guaranteed that these structures are always in an optimal condition. Due to the rapid development of the shipping and the container traffic since the sixties the requirements to the quay constructions are rising continuously. For example the earth pressure over the vertical distance between the bottom of the harbour and the top of the quay wall has to be managed as well as the forces from container rail cranes on the quay traffic area will be transferred to the underground. Because of these stresses on quay wall structures they have to be monitored and controlled, especially if they were not designed for those needs. So in this diploma thesis it will be shown the beginning and first steps to develop the foundation of a life cycle management system on the basis of monitoring reports and damages of quay structures.

23.3 Grundlagen prädiktiver Lebensdauermanagementsystem

Der Bestand an Infrastrukturen wird zunehmend älter und gleichzeitig werden die zur Verfügung stehenden Haushaltsmittel für Unterhaltung und Neubau immer knapper. In Anbetracht dessen wird mit neuen Monitoring- und Unterhaltungsverfahren sowie mit neuen Bemessungsansätzen versucht, eine optimierte Instandhaltungs- und Instandsetzungsplanung von Infrastrukturen zu schaffen und Neubauten von Grund auf wirtschaftlicher zu gestalten, um mit den vorhandenen Ressourcen bestmögliche Zustände der Bauwerke gewährleisten zu können.

Seit einiger Zeit werden Bauwerks-Management-Systeme bzw. Lebensdauermanagementsysteme entwickelt, um aus den Ergebnissen kontinuierlicher Prüfungen und Überwachungen Zustandsbewertungen des jeweiligen Bauwerks ermitteln sowie Lebensdauerprognosen aufzustellen zu können. Aus diesen Ergebnissen heraus sollen optimale Eingreifzeitpunkte für Erhaltungsmaßnahmen inklusive derer Investitionen gefunden werden, infolge derer dann langfristig für die Sicherheit der Bauwerke garantiert werden kann.

Infrastrukturen aller Art unterliegen während ihrer Nutzungsdauer Abnutzungserscheinungen. Ohne Instandsetzungsmaßnahmen oder mit nur geringen Unterhaltungsaufwendungen nimmt der Bauwerkszustand sukzessive im Laufe dieser Zeit ab, bis eine Abnutzungsgrenze erreicht ist, an der eine Instandsetzung oder ein Neubau unabwendbar ist. Durch langfristige Investitionsplanungen kann jedoch die Lebensdauer von Bauwerken verlängert werden. In **Abb. 23.1** sind zwei Instandsetzungsstrategien zur Erhaltung des Bauwerkszustandes dargestellt, wobei die mit der Zeit zunehmende Schädigung durch eine parabelförmige Abtragsfunktion von [2] abgeschätzt wurde. Gleichzeitig gilt die Annahme, dass die Instandsetzungsmaßnahmen den Bauwerkszustand bis fast unter den Ausgangszustand wieder herstellen können [2].

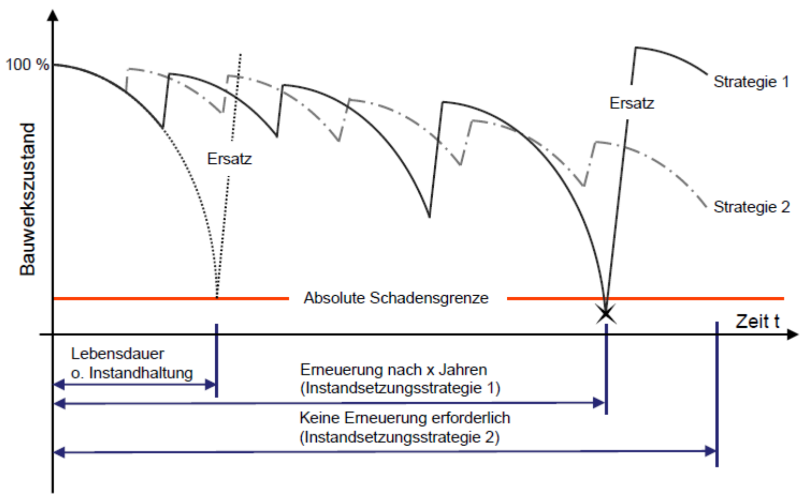


Abb. 23.1: Lebenszyklus eines Bauwerks mit verschiedenen Instandsetzungsstrategien in Anlehnung an DIN 31051 [2]

Bei der Instandsetzungsstrategie 1 erfolgen die Maßnahmen nach unterschiedlichen Zeitabschnitten und dementsprechend mit verschieden großem Aufwand und Kosten. Die Strategie 2 beinhaltet Maßnahmen in einem konstanten zeitlichen Abstand mit vergleichsweise ähnlichem Aufwands- und Kostenumfang. Aus dieser sehr vereinfachten Darstellung ist erkennbar, dass bei der Strategie 1 durch die verspäteten, aber notwendigen Instandhaltungsmaßnahmen die Kosten für ein Ersatzbauwerk wesentlich früher anfallen als es bei der Strategie 2 der Fall wäre. Somit kann je nach gewählter Instandsetzungsstrategie die Lebensdauer eines Bauwerks verlängert und demzufolge der Investitionszeitpunkt für ein Ersatzbauwerk hinausgezögert werden [2].

Für diese optimierte Instandhaltungsplanung werden daher Bauwerksmanagementsysteme (BMS) bzw. Life-Cycle-Managementsysteme (LCM) benötigt, die ein Bauwerk über alle Lebenszyklusphasen während der Nutzungsdauer hinweg begleiten. Diese Phasen unterteilen sich in Planung und Bemessung, Ausführung und Abnahme, Bauwerksüberwachung, Instandhaltung, Instandsetzung und Ertüchtigung bis hin zum Abriss oder Recycling des Bauwerks (Abb. 23.2).

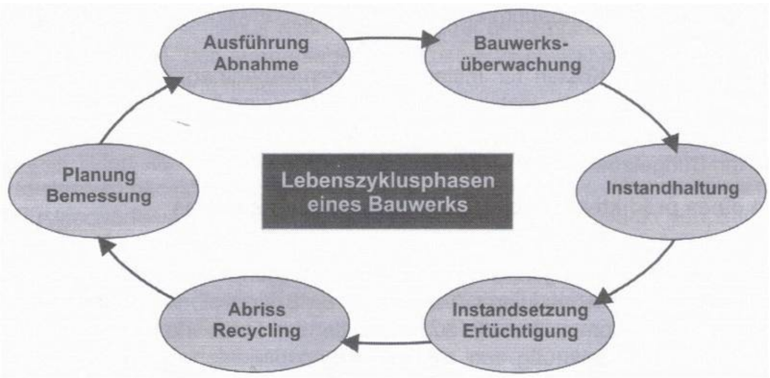


Abb. 23.2: Lebenszyklusphasen von Bauwerken [3]

Um die Restlebensdauer eines Bauwerks abschätzen zu können, werden in die Bauwerksmanagementsysteme Schädigungsmodelle mit einbezogen, die eine Zustandsprognose des Bauwerks ermöglichen und durch Bauwerksuntersuchungen während jeder Lebenszyklusphase aktualisiert und somit verbessert werden können.

Generell sind Bauwerksmanagementsysteme bzw. Life-Cycle-Managementsysteme in erster Linie für Bauwerke relevant, die während ihrer Nutzungsdauer Umwelteinwirkungen ausgesetzt sind und demzufolge die Lebensdauer der Konstruktion dadurch beeinträchtigt werden kann. Dementsprechend betrifft dies vor allem Infrastrukturen wie Brückenbauwerke, Tiefgaragen und Parkhäuser sowie Verkehrswasserbauten, zum Beispiel Schleusen und Schiffshebewerke, aber auch Küstenschutz- und Hafeninfrastrukturen wie Deichanlagen und Kai- bzw. Kajenkonstruktionen. Irrelevant sind solche Managementsysteme bei Bauwerken, bei denen über die Nutzungsdauer hinweg keine Schädigung zu erwarten ist [3].

Des Weiteren können Life-Cycle-Managementsysteme sowohl für Neubauten als auch für bestehende Bauwerke oder auch nur für spezielle Teile einer Infrastruktur angewendet werden und sollen während der Nutzungsdauer der Infrastrukturen infolge der Daten aus den Bauwerksuntersuchungen aktualisierbar sein [4].

Life-Cycle-Managementsysteme sind in der Regel computergestützte Systeme, deren zentraler Baustein eine Datenbank ist, in der alle Bauwerksdaten abgespeichert sind. Des Weiteren setzen sich die Managementsysteme aus den Bausteinen „ Bauwerkserfassung“, „Zustandsprognose, -erfassung und –bewertung“ sowie „Instandsetzungsplanung“ zusammen, die wiederum auf die Datenbank zurückgreifen und somit zur Aktualisierung der Bauwerksdaten beitragen [3].

23.4 Erhaltungsmanagementsystem der BAW (EMS-WSV)

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) entwickelt derzeit für die Wasser- und Schifffahrtverwaltung des Bundes ein IT-gestütztes Erhaltungsmanagementsystem (EMS) in Anlehnung an das Bauwerksmanagement-System für Brücken innerhalb des deutschen Fernstraßennetz, so dass durch kontinuierliche Bauwerksinspektionen technisch sinnvolle und wirtschaftliche Instandhaltungsstrategien für die Verkehrswasserbauwerke entwickelt werden können.

Die Altersstruktur der Verkehrswasserbauwerke wird zunehmend ungünstiger. Bereits heutzutage sind 35% der Schleusenanlagen älter als 80 Jahre und haben damit die von der Bemessung vorgesehene Nutzungsdauer überschritten. Die jährlichen Aufwendungen für bauliche Unterhaltung und Instandsetzung belaufen sich auf ca. 1 % des Anlagevermögens. Des Weiteren existieren in der WSV aufgrund der großen Anlagenobjektvielfalt unterschiedliche Inspektionsvorschriften [5].

Innerhalb der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung wird seit 1. Januar 2007 für die Dokumentation und Verwaltung von Inspektionen von Bundeswasserstraßen und deren Bauwerke unter Berücksichtigung der Verwaltungsvorschrift VV-WSV 2101 „Bauwerksinspektion“ von 1985, Stand 2009, das Programm „WSVPruf“ eingesetzt. Mittels dieses Programms können die Auswertungen und Ergebnisse von Bauwerksprüfungen digitalisiert und so schneller und übersichtlicher als Informationen für Schwachstellenanalysen verwendet werden. Bislang wird das Programm WSVPruf noch nicht bundesweit eingesetzt, so dass derzeit eine begrenzte Auswahl an digitalen Inspektionsberichten zur Verfügung steht [6].

Um Schäden beurteilen zu können, wurde innerhalb des Programms WSVPruf Schadensklassen mit einer Bewertung von SK 1 (keine Beeinträchtigung) bis SK 4 (Tragfähigkeit/Gebrauchstauglichkeit nicht mehr gegeben) gebildet, die zur Bewertung der Bauwerke herangezogen werden sollen. Die Bewertungskriterien nach den Merkblät-

tern der BAW sind dabei die Begriffe „Schaden“, Tragfähigkeit“ und „Gebrauchstauglichkeit“, nach denen die Schäden bewertet werden sollen.

Mittels dieser Schadensbewertung wurde nach [6] ein Algorithmus zur Zustandsbewertung untersucht. Dabei wurde neben der Mittelwertbildung sowohl der „einzahlige“ als auch der „dreizahlige“ Algorithmus anhand der Schäden für Schleusenanlagen berechnet und die Auswertungen miteinander verglichen, wobei die Aussagefähigkeit der Mittelwertbildung ist begrenzt, da die Spannweite dieser Mittelwerte gering ist. Des Weiteren beeinflusst die Anzahl der Schäden die Gesamtnote nicht und die guten Bewertungen kompensieren die schlechten. Außerdem hat auch die Bedeutung des Schadens bzw. des geschädigten Bauteils keinen Einfluss auf die Gesamtnote des Bauwerks. Mit diesem Verfahren kann eine Dringlichkeit für Instandsetzungsmaßnahmen nicht erkannt werden und ist damit als ungeeignet anzusehen.

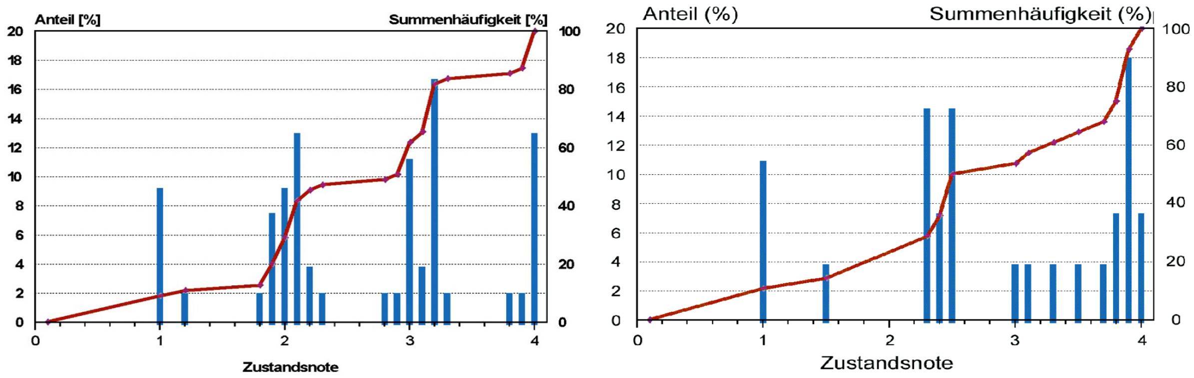


Abb. 23.3: Zustandsnote nach „einzahligem“ Algorithmus (Mitte), „dreizahligem“ Algorithmus (rechts) [6]

Gegenüber der Mittelwertbildung wird bei dem einzahligen als auch bei dem dreizahligen Algorithmus das gesamte Notenspektrum von 1 bis 4 ausgenutzt. Nach der Auswertung des einzahligen Algorithmus sind von den 55 untersuchten Schleusenbauwerken 21 Schleusen, und damit 38% der Bauwerke, schlechter als die Note 3 und damit nicht mehr ausreichend tragfähig.

Die Vorteile der beiden letzten Verfahren liegen nach Aussage von KUNZ UND BÖDEFELD [6] darin, dass hier die Anzahl der Schäden wie auch die Anzahl der geschädigten Kategorien berücksichtigt wird. Des Weiteren beeinflusst auch eine schlechte Note die Gesamtnote des Bauwerks, welche auch durch viele andere gute Zustandsnoten nicht kompensiert werden kann. Nach Aussage von KUNZ UND BÖDEFELD [6] ist für Verkehrswasserbauwerke die einzahlige Schadensbewertung ausreichend, da das Ziel einer solchen Reihung das Aufzeigen der Dringlichkeit von Instandsetzungsmaßnahmen ist. Dementsprechend kann die Erstellung der Prüfnote für ein Bauwerk aus dieser Zustandsbewertung heraus mittels dieses Algorithmus im Programm WSVPruf ohne weitere Maßnahmen erfolgen und so als Grundlage für ein Erhaltungsmanagementsystem zur Prognostizierung der Restlebensdauern für Verkehrswasserbauwerke dienen.

Die Ermittlung von Restlebens- bzw. Nutzungsdauern kann über die Fortschreibung von Schadensverläufen mittels homogener Markov-Ketten aufgrund ihrer Flexibilität am geeignetsten abgebildet werden und die Erfassung der Lebenszyklen ungeschädigter Bauteilgruppen kann auf der Bauwerksebene am besten über das Verfahren der Bevölkerungsstatistik, dem Kohortenüberlebensmodell erfolgen [7].

23.5 Lebensdauermanagement für Hafeninfrastrukturen

Ausgehend von gesammelten Informationen in Form von Prüf- und Schadensberichten von Kai- bzw. Kajenanlagen aus den deutschen Nordseehäfen werden bei der Entwicklung eines Lebensdauermanagement im ersten Schritt Bauteile gleicher Exposition und gleichen Widerstandes dieser Anlagen zusammengestellt. Des Weiteren werden die Schäden in Bezug auf ihre zeitliche Entwicklung anhand der vorliegenden Daten hin analysiert. Dies soll erste Erkenntnisse über typische Degradationsmechanismen und deren Auswirkungen auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Kai- bzw. Kajenanlagen aufzeigen.

Anschließend wird auf dieser Datengrundlage basierend ein Zustandsbewertungssystem entwickelt, in dem der Ansatz eines Algorithmus für dieses Bewertungssystem konzipiert wird. Ausgehend von diesen Überlegungen wird abschließend auf mögliche, wahrscheinlichkeitsbasierende Verfahren zur Fortschreibung von Schadensentwicklungen und zur Prognose der Restlebensdauer von Kai- bzw. Kajenkonstruktionen eingegangen. Dafür werden andere Verfahren zur Abschätzung der Restlebensdauer herangezogen, analysiert und auf diese Hafeninfrastrukturen angewendet.

23.6 Literatur

[1] MARDFELDT, B.: „Zum Tragverhalten von Kaikonstruktionen im Gebrauchszustand“, Veröffentlichungen des Arbeitsbereiches Geotechnik und Baubetrieb der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Heft 11, Hamburg, 2005

[2] KLINZMANN, CH.: „Methodik zur computergestützten, probabilistischen Bauwerksbewertung unter Einbeziehung von Bauwerksmonitoring“, Veröffentlichungen des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 203, 2008

[3] SCHIEßL, P.: „Lebensdauermanagementsystem – Teilprojekt A2“, Schlussbericht zur ersten Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhaben “Nachhaltiges Bauen mit Beton”, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 572, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2007

[4] PIANC: „Life Cycle Management of Port Structures – Recommended Practice for Implementation“, PIANC Report No. 103, Working Group 103 of the Maritime Navigation Commission, Brüssel, Belgien, 2008

[5] KÜHNI, BÖDEFELD, KUNZ: „EMS-WSV – Ein Erhaltungsmanagementsystem für Verkehrswasserbauwerke“, In: Bautechnik 85 (2008), Heft 8, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, S. 514-520, 2008

[6] Kunz u. Bödefeld: „Von der Bauwerksinspektion zum Bauwerksmanagement“, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Nr. 83, Karlsruhe, 2001

[7] BAW: „Forschungskompendium Wasserbau 2008“, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

24 Modellversuche zum Einsatz von Küstenschutzelementen mit Eisensilikat-Gestein als Betonzuschlag

Christine Hegemann, Mayumi Wilms und Torsten Schlurmann

Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Leibniz Universität Hannover

24.1 Veranlassung und Projektbeschreibung

Die Firma PEUTE BAUSTOFF GmbH (PEUTE) stellt Eisensilikat-Gesteinsprodukte (ESG) her, die zukünftig auch als Betonzuschlag für den Bau von Küstenschutzelementen, wie z.B. für den Deckschichtaufbau von Wellenbrechern und allgemeinen Deckwerksbau verwendet werden sollen.

Eisensilikat weist ein hohes spezifisches Gewicht auf, so dass die mit Hilfe von Eisensilikat hergestellten Deckwerkselemente im Vergleich zu Deckwerke aus Normalbeton bei gleicher Lagestabilität eine kleinere Strukturgeometrie bzw. –kubatur aufweisen können. Dadurch kann bei der Verwendung von ESG eine Minimierung des Materialeinsatzes erreicht werden.

Jedoch liegen keine ausreichenden Erkenntnisse hinsichtlich der Einsatzfähigkeit und der langfristigen Gebrauchstauglichkeit bei der Verwendung von ESG als Betonzuschlag zur Errichtung von Küstenschutzelementen vor. Aus diesem Grund hat die PEUTE BAUSTOFF GmbH das FRANZIUS - INSTITUT für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Leibniz Universität Hannover beauftragt, unter Mitwirkung der HafenCity Universität Hamburg (HCU) und der IMS- Ingenieurgesellschaft mbH Hamburg, die hydraulische Leistungsfähigkeit des Deckwerks aus ESG- bzw. Normalbeton eines geschütteten Wellenbrechers unter realen Wellenbelastungen im Vergleich zu einem Deckwerk aus Normalbeton im physikalischen Modell zu untersuchen.

In einer ersten Projektphase wurden im Herbst 2009 bereits Laborversuche zur Deckwerksstabilität der Wellenbrecherflanken in einem abgetrennten 1m breiten Seitenkanal des Großen Wellenbeckens des Franzius Instituts in Hannover- Marienwerder durchgeführt. Das zu untersuchende Deckwerk bestand aus 5 cm großen Würfeln, die in zwei Lagen zufällig auf dem Wellenbrecher platziert wurden. Die mit Eisensilikat als Betonzuschlag hergestellten Würfel besitzen eine Rohdichte von 3,2 t/m³, wohingegen die Normalbetonwürfel eine Rohdichte von 2,3 t/m³ aufweisen. Die Form des Würfels als Deckwerkselement wurde aus zwei Gründen gewählt. Zum einen können die Würfel auf einfache Weise hergestellt und somit der Aufwand bzw. die Kosten der Herstellung minimiert werden. Zum anderen können die Erfahrungen im Einbau und dem Verhalten unter realen Wellenbelastungen mit der Literatur dieser vielfach verwendeten einfachen Strukturgeometrie verglichen werden. Um Einflüsse und Wechselwirkungen des ver-

meintlich zufällig erstellten Aufbaus des Wellenbrechers auf die Lagestabilität und damit die Leistungsfähigkeit besser abzuschätzen, wurden die Versuchsreihen und Analysen jeweils dreimal reproduziert. Die Herstellung der Würfel erfolgte durch das Labor für Baustofftechnologie & Bauchemie der HafenCity Universität in Hamburg.

In der zweiten Projektphase soll nun die Lagestabilität des Deckwerks für den Wellenbrecherkopf unter Berücksichtigung eines schrägen Wellenangriffs untersucht werden. Grundsätzlich werden Wellenbrecherköpfe stärker durch Wellen und Strömungen belastet, so dass der Aufbau von Deckwerken mittels Schwerbeton bei gleicher Strukturgeometrie nachvollziehbar ist. Die Laborversuche werden ebenfalls im Längenmaßstab 1 : 25 (Froude'sche Modellähnlichkeit) im großen Wellenbecken des Franzius Instituts in Hannover stattfinden. Als Deckwerkselemente werden die bereits in der ersten Projektphase verwendeten Würfel mit einem nominellen Durchmesser von 5 cm eingesetzt.

24.2 Versuchsaufbau

Die hydraulischen Modellversuche werden im Wellenbecken mit einer Breite von 24 m und einer nutzbaren Länge von ca. 35 m durchgeführt. Das Becken kann mit einer Wassertiefe von bis zu 0,70 m betrieben werden und wird in der derzeitigen Ausbaustufe mittels fünf individuell steuerbarer Wellenblätter zur Generierung von langkämmig gerichtetem Seegang eingesetzt.

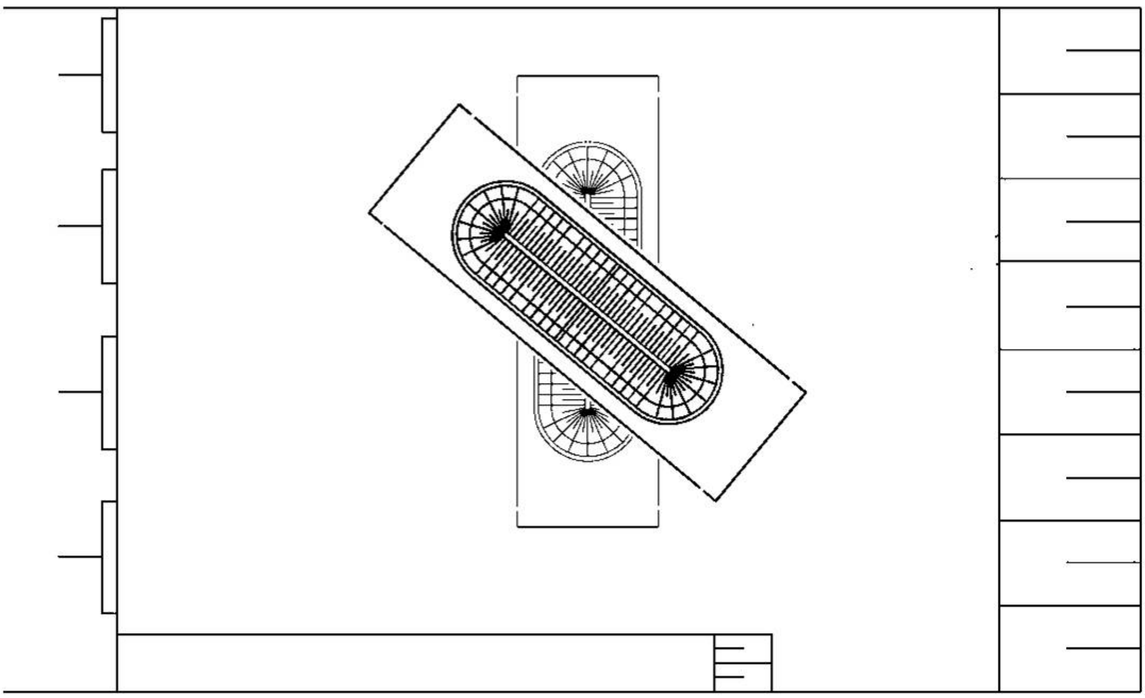


Abb. 24.1: Draufsicht Wellenbecken Marienwerder

In Abb. 24.1 ist eine Draufsicht des Wellenbeckens mit dem Versuchsaufbau dargestellt. Das Deckwerk des Wellenbrecherkopfes soll unter Einfluss eines schrägen Wellenangriffs untersucht werden. Zur Erzeugung des geforderten schrägen Wellenagriffs am Bauwerk, muss dieses um den jeweiligen Angriffswinkel gedreht werden. Um einen kompletten Neuaufbau des Wellenbrechers nach jeder Versuchsreihe zu vermeiden und um eine schnelle und einfacher Versuchsdurchführung gewährleisten zu können, wird der Wellenbrecherkopf, wie in Abb. 24.1 und Abb. 24.2 dargestellt, auf einem drehbaren Podest errichtet. Diese wird für jede Versuchsreihe um ihren Mittelpunkt auf den jeweils zu untersuchenden Winkel gedreht.

Um eine weitere Verkürzung der Versuchszeit zu erreichen, wird bei einer Versuchsreihe zeitgleich ein Wellenbrecherkopf mit Deckwerkssteinen aus ESG und ein weiterer aus Normalbetonsteinen für zwei unterschiedliche Wellenangriffsrichtungen untersucht. Die beiden Köpfe sind mit einer 6 m großen Wellenbrecherflanke verbunden. Durch diesen Übergang kann gewährleistet werden, dass die Refraktion der einlaufenden Welle um den Wellenbrecherkopf keinen Einfluss mehr auf die Leeseite des auf der gegenüber liegenden Seite liegenden zweiten Wellenbrecherkopfes hat.

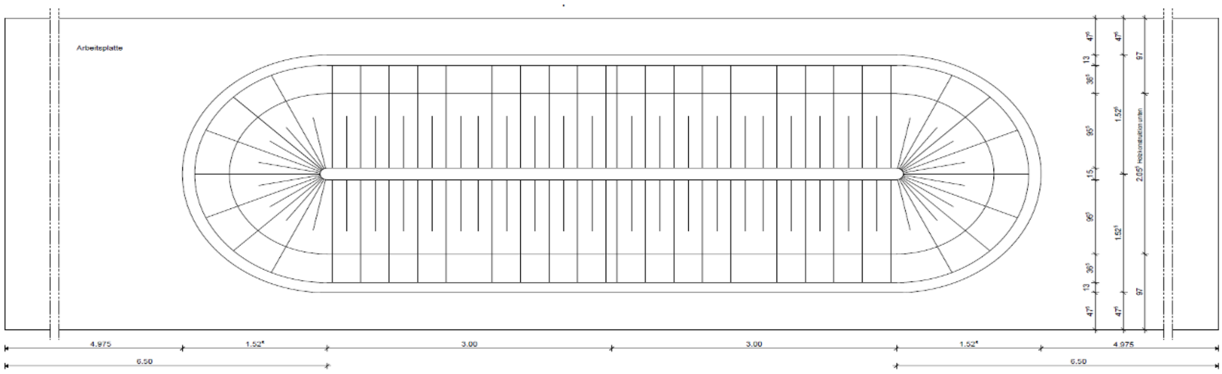


Abb. 24.2: Draufsicht des Wellenbrechers auf der Holzkonstruktion (Maße in [m])

Der verwendete Wellenbrecherquerschnitt entspricht dem typischen Querschnitt eines gewöhnlichen Wellenbrechers, der der Geometrie und dem Aufbau des bereits in der ersten Phase des Projektes untersuchten Struktur ähnelt. Als Querschnittsform wurde der vom SHORE PROTEKTION MANUAL (1984) empfohlene 3- Lagen- Querschnitt mit einer Böschungsneigung von 1 : 1,5 verwendet und besteht dementsprechend aus einem Kern, einer Filterschicht und der Deckschicht (siehe Abb. 24.3).

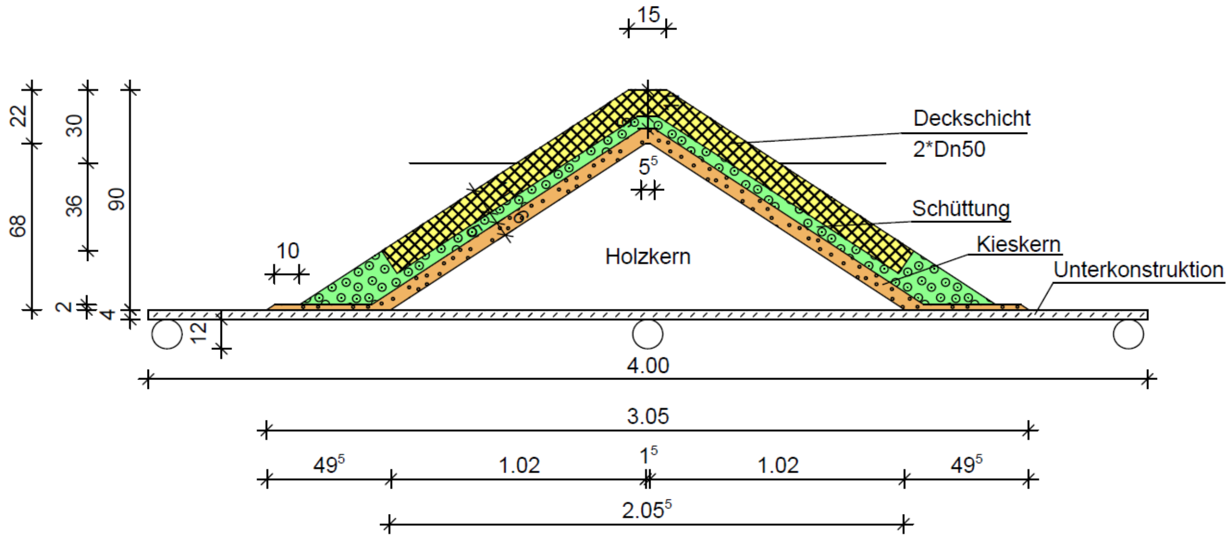


Abb. 24.3: Querschnitt des eingebauten Wellenbrechers

Da ein vollständig geschütteter Wellenbrecher die Tragfähigkeit des drehbaren Podestes überschreiten würde, wird der Kern im Gegensatz zum geschütteten Kern in der ersten Projektphase fast vollständig durch eine permeable Holzstützkonstruktion ersetzt. Um die Übergänge an der Schichtgrenze zwischen Kern- und Filterschicht zu erhalten, wird der Holzkern mit einer 6 cm hohen Schicht aus dem in der ersten Projektphase verwendeten Kernmaterial bedeckt und zudem ausreichend perforiert, um einen Austausch und infolgedessen Energiedissipation durch den Wellenauflauf im Kern der Struktur zu ermöglichen. Die Permeabilität der Holzstützkonstruktion ist der Porosität der geschütteten Wellenbrecherstruktur aus der ersten Versuchsphase nachempfunden. Die Filterschicht besteht aus einem 16 bis 32 mm großem gebrochenen Steinmaterial, welches das vom SHORE PROTEKTION MANUAL (1984) empfohlene Gewicht und somit auch eine ausreichende Porosität aufweist.

Die Größe der Würfel der Deckschicht (nomineller Durchmesser D_n) wurde für die Versuche in der ersten Projektphase mit Hilfe der Bemessungsformel von HUDSON (1959) und VAN DER MEER (1988) bestimmt. Dabei wurde der Durchmesser so gewählt, dass das Deckwerk aus Normalbeton-Würfel grundsätzlich bei einer Bemessungswellenbelastung von H_s= 0,24 m und T_z= 2,4 s (Modellwerte) einen nachvollziehbaren Schaden erzielen sollte. Der berechnete Durchmesser der ESG Würfel liegt unterhalb der verwendeten 5 cm. Somit ist der verwendete nominelle Durchmesser der Würfel aus ESG größer als notwendig, so dass diese im Gegensatz zum Deckwerk aus Normalbeton-Würfel der Bemessungswellenbelastung standhalten.

Wie in der ersten Projektphase werden die Würfel bei der Herstellung des Deckwerks nach dem in der Praxis gängigen Verfahren zufällig platziert, um auch die realen Rand- und Einbaubedingungen im Feld reproduzieren zu können. Auch HUDSON und VAN DER MEER führten diese Form der Platzierung der Deckwerkselemente in ihren Modellversuchen durch.

24.3 Versuchsdurchführung

Die in der zweiten Projektphase durchzuführenden Versuche werden in Anlehnung an die Versuche in der ersten Projektphase durchgeführt.

Zur Setzung des Wellenbrechers werden zu Beginn jeder Versuchsreihe zunächst „Setz-Versuche“ durchgeführt. Hier wird der Wellenbrecher mit regelmäßigen, energiearmen Wellen (50% der Bemessungswellenhöhe, 100% der Bemessungsperiode und insgesamt 1000 Wellen) beaufschlagt, so dass sich die Deckwerkssteine in eine dichtere, der Realität folgenden Anordnung umlagern können.

Im Gegensatz zu den Versuchen der ersten Projektphase, wo sowohl Versuche mit regelmäßigen als auch unregelmäßigen Wellen durchgeführt wurden, werden in dieser zweiten Projektphase ausschließlich Versuche mit unregelmäßigen Wellen (Seegang) durchgeführt. Die eingesteuerten langkämmigen Wellen beruhen auf der Grundlage eines JONSWAP-Spektrums mit Tiefwasserbedingungen und einem Überhöhungsfaktor von $\gamma = 3{,}3$. Der Modellseegang kann somit durch die eingesteuerte signifikante Wellehöhe H_s und der Peakperiode T_p des Spektrums charakterisiert werden.

Da das Wellenbecken nur bis zu einer maximalen Wassertiefe von 0,7 m betrieben werden kann und sich der Wellenbrecher durch das drehbare Podest 0,17 m oberhalb des Wellenbeckenbodens befindet, kann bei den Versuchsreihen nur ein maximaler Wasserstand von 0,5 m am Bauwerk erreicht werden. Dies bedeutet, dass im Gegensatz zu den Versuchen aus der ersten Projektphase, wo zusätzlich auch ein Wasserstand von 0,6 m mit einer maximalen Wellenhöhe von H_s = 0,28 m untersucht wurde, die maximal einsteuerbare Wellenhöhe H_s = 0,2 m beträgt, da durch den reduzierten Wasserstand das Wellenbrecherkriterium früher erreicht wird. Die Wellenbelastung wird in der Versuchsreihe sukzessiv von H_s = 0,1 m auf H_s = 0,2 m mit der entsprechenden Wellenperiode T_m gesteigert, so dass in den Versuchen eine konstante Wellensteilheit von s_{om} = 0,047 gewährleistet ist. Die Wellenanzahl einer Versuchreihe beträgt entsprechend einer Sturmdauer von rd. 3,5 bis 4 Std. rd. 11000 Wellen.

Die beiden Wellenbrecherköpfe werden während einer Versuchsserie zeitgleich für zwei unterschiedliche Wellenangriffsrichtungen untersucht. Durch das Drehen des Podestes um die eigene Mittelachse sind die Wellenbrecherköpfe um den gleichen Winkel aus der Mittelachse verschoben, so dass nach einer erneuten Drehung die gleiche Wellenangriffsrichtung für den jeweiligen anderen Wellenbrecherkopf erzeugt werden kann.

Die Umlagerung der Deckwerkssteine wird während des kompletten Versuchs mit Hilfe von Fotos und Videoaufnahmen dokumentiert. Hierzu werden nach der Fertigstellung der Deckschicht die Würfel im Untersuchungsbereich in 0,10 m Abschnitten mit unterschiedlichen Farben markiert. Durch die farbliche Markierung können die durch den

Wellenangriff aus dem Verbund gelösten Steine leichter erkannt und die Größe der Verlagerung der Würfel besser definiert werden.

24.4 Auswertung der Versuchsergebnisse

Die Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgt analog zu der Auswertung der Versuche aus der ersten Projektphase.

24.4.1 Schaden in Abhängigkeit von der einlaufenden Wellenhöhe

Als Definition des beobachteten „Schadens“ oder dem so genannten „Schadensmaß“ wird in der Lebensdaueranlayse für die durchzuführenden Versuchsreihen die Definition nach VAN DER MEER (1988) herangezogen. Hier wird der Schaden durch die Schadenskennzahl N_{OD} gekennzeichnet, die wie folgt definiert ist:

$$N_{OD} = \frac{A}{B/D_n} \tag{1}$$

mit

A Anzahl der verlagerten Steine

B Breite des Testbereichs

Laut VAN DER MEER versagt ein Deckwerk bei einer Schadenskennzahl von $N_{OD} = 2$. Die Auswertung der Versuchsreihen soll nun hinsichtlich der Abhängigkeit der Schadenskennzahl von der signifikanten Wellenhöhe erfolgen. Zur Schadenmaßbestimmung werden für jede einlaufende signifikante Wellenhöhe jeder Versuchsreihe die verlagerten Steine gezählt. Dabei wird jeder Würfel, der sich mehr als einen Durchmesser von seinem Ursprungsort bewegt hat, zur Ermittlung des Schadens berücksichtigt. Die Breite des Testbereichs entspricht in diesem Falle der Mantelfläche des Wellenbrecherkopfes. Ein Vorteil dieser Schadensermittlung ist, dass auf diese Weise der Schadensbeginn bis hin zur Zerstörung des Deckwerks für jede signifikante Wellenhöhe dokumentiert werden kann.

24.4.2 Einfluss der Steindichte auf die Lagestabilität für Wellenbrecherköpfe

Die Ermittlung des Einflusses der Materialdichte eines Wellenbrecherelementes auf die Lagestabilität des Deckwerks kann durch die Darstellung der Schadenskennzahl N_{OD} über die Stabilitätszahl N_S erreicht werden. Die Stabilitätszahl ist nach HUDSON (1959) definiert als:

$$N_S = \frac{H}{\left(\frac{\rho_S}{\rho_W} - 1\right) \times D_n} \tag{2}$$

Zum jetzigen Zeitpunkt dauern die Versuchsreihen und Analysen noch an. Es liegen derzeit keine detaillierten Auswertungen der Versuchsergebnisse der zweiten Projektphase vor.

Unter der Berücksichtigung der wesentlichen Erkenntnisse der ersten Projektphase kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die Deckwerkselemente aus ESG auch bei einem schrägen Wellenangriff eine deutlich höhere Lagestabilität aufweisen als das Deckwerk aus Normalbetonwürfeln. Die Versuchsreihen und Ergebnisse werden im Folgenden präsentiert und mittels erster Analysen für die praxisnahe Verwendung und Dimensionierung von Wellenbrechern mit Eisensilikatbeton dokumentiert.

24.5 Literatur

FRANZIUS-INSTITUT, Untersuchungen zum Einsatz von Küstenschutzelementen mit Eisensilikat-Granulat als Betonzuschlag im Küsten- und Hochwasserschutz, im Auftrag der PEUTE BAUSTOFF GmbH, Bericht Nr. 710, FRANZIUS-INSTITUT, Hannover, 2009

HUDSON, R.Y.: Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters, Journal of the Waterways and Harbors Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 85, No. Ww3, pp. 93-121, September 1959

U.S. ARMY COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER, Shore Protection Manual, Vol. 2, 4th ed., Department of the Army, Waterways Experiment Station, Washington, D.C., 1984

VAN DER MEER, J.W.: Stability of cubes, tetrapods and accropode, Design of Breakwaters, Proceedings of the Conference Breakwater ‘88, ICE, Thomas Telford, Ch. 6, pp. 59-68, London, 1988

25 Versuche zur Überströmung geotextilbewehrter Deiche

Tobias Kubetzek

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Darmstadt

25.1 Kurzfassung

In den letzten Jahrzehnten kam es weltweit entlang der großen Flüsse immer wieder zu folgenschweren Überschwemmungen. Das gerade abklingende Hochwasser in Polen hat gezeigt, wie wichtig eine ständige Anpassung der Deiche an die sich ändernden klimatischen Bedingungen und den Stand der Technik ist. Denn während die alten polnischen Deiche an zahlreichen Stellen brachen, hielten die – seit dem letzten Katastrophenhochwasser 1997 sanierten – Deichabschnitte in Brandenburg dem Wasser im Wesentlichen stand.

Eine besondere Gefahr für Deiche stellt die Erosion im Falle einer Überströmung dar, die einen betroffenen Deich binnen kurzer Zeit vollständig versagen lässt.

Gelingt es, das Deckwerk entlang der gesamten Deichlinie so zu konzipieren, dass der Deich zerstörungsfrei überströmt werden kann, so können zukünftig die auftretenden Schäden deutlich reduziert werden. Eine Überflutung des Hinterlandes wird zwar nicht verhindert, jedoch steigt die Evakuierungszeit. Gleichzeitig entfällt die zerstörerische Kraft einer Flutwelle, die im Falle eines Deichbruchs auftritt.

Die Entwicklung eines solchen Deckwerks ist das Ziel der Versuche am Fachgebiet Wasserbau an der TU Darmstadt.

25.2 Abstract

In the last few decades there were numerous serious floodings along the major rivers. The flood just receding in Poland has shown the importance of the constant adaptation of the dikes to the changing climatic conditions and the state of the art. For while the old Polish dikes broke in many places, the dike sections in Brandenburg, reinforced since the catastrophic floods in 1997, primarily held up against the water.

A particular threat to levees is the erosion in the event of an overflow by which the dike concerned can completely fail within a short time.

If we succeed in constructing a revetment along the whole dike-line that can be overflown without taking damage, the detriments occurring in the future will be significantly reduced. A flooding of the hinterland will not be prevented, but the evacuation time then increases. At the same time the destructive force of a tidal wave occurring in the case of a dike breach is eliminated.

The development of such a revetment is the goal of the present investigation at the Department of Hydraulic Engineering at the Technische Universität Darmstadt.

25.3 Allgemeines

Die Höhe der Deiche in Deutschland richtet sich im Normalfall nicht nach dem maximal möglichen Hochwasser („**P**robable **M**aximum **F**lood“ kurz PMF), sondern nach einem Hochwasser, welches in seiner Höhe statistisch in einer gewissen Anzahl von Jahren immer wieder auftritt.

Entlang des Rheins in Hessen beträgt dieses Wiederkehrintervall derzeit z.B. 200 Jahre, wobei einige besonders schützenswerte Objekte oder Abschnitte auch gegen seltener auftretende Hochwässer geschützt werden können (DVWK, 1989).

Die Bauweise eines Deiches nach den heutigen Regeln der Technik (Abb. 25.1) sieht dabei nicht vor, dass der Deich einem signifikant höheren Wasserstand als seinem Bemessungshochwasser ausgesetzt ist, ohne Schaden zu nehmen.

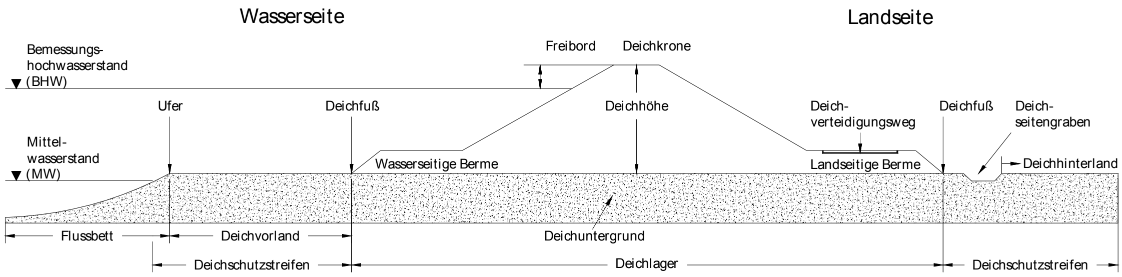


Abb. 25.1: Regelprofil eines Flussdeichs (DIN 19712, 1997)

Die Deichflanken werden in der Regel mit einem Rasendeckwerk gegen Erosion durch Regenwasser geschützt. Für die Belastung die während einer Deichüberströmung auftritt, ist diese Form der Oberflächensicherung nicht ausreichen. Bei einer Rauhigkeit der Grasböschung von $k_{st} = 50\ m^{1/3}/s$ (Hewlett, 1987), einer Böschungsneigung von 1:2,5 und einer Überströmungshöhe auf der Deichflanke von 10 cm beträgt die rechnerische Belastung bereits 0,2 kN/m² und liegt 10mal höher, als die in der Fachliteratur angegebenen Widerstandswerte (0,015-0,018 kN/m² (Goris, 2008)).

In Abschnitten in denen eine Überströmung des Deiches planmäßig auftreten soll (z.B. zur Flutung eines Polders oder als Entlastung entlang „weniger schützenswerter Flächen“), ist die Oberfläche daher besonders zu sichern. Neben einer verringerten Böschungsneigung und einer abgesenkten Deichkrone, verfügen diese Überströmungsstrecken daher über ein Deckwerk, das sich von der restlichen Deichlinie unterscheidet. Zum Einsatz kommen dabei Deckwerkstypen in lockerbauweise wie Steinsatz oder –schüttung, sowie kohärente Deckwerke (verklammerte Elemente oder Beton- und Asphaltdecken).

Diese Deckwerke fügen sich jedoch aufgrund ihrer Oberflächenbeschaffenheit nicht in die Deichlinie ein und werden aus ästhetischen und umwelttechnischen Gründen oft nicht akzeptiert. Gelegentlich wird daher auf die Deckwerke noch eine Vegetationsschicht, als sogenannte Opferschicht, aufgebracht, die im Falle einer Überströmung planmäßig erodiert und das darunterliegende, widerstandsfähige Deckwerk freigibt. Diese Opferschicht muss jedoch nach jeder Überströmung neu aufgebracht werden. Neben den Kosten für den Wiederaufbau und die hohen Kosten für die Deckwerkskonstruktion liegt ein Nachteil in diesem System daran, dass diese Überströmungsstrecken einen sehr großen Platzbedarf haben und daher nur lokal sehr begrenzt eingesetzt werden können. Erfolgt die Überströmung aufgrund ungünstiger Umstände nur wenige Meter flussauf oder –ab, so wird der Deich dort versagen.

Die Versuche an der Technischen Universität Darmstadt sollen zu einem Deckwerk führen, was flächendeckend entlang der Deichlinie in den normalen Deichquerschnitt eingebaut werden kann und im Falle einer Deichüberströmung ein Versagen des Deiches maßgeblich verzögert und im besten Fall sogar verhindert.

Der Schwerpunkt liegt dabei auf dem Einsatz von oberflächennahen Geokunststoffen, da diese einfach zu handhaben sind und auch im Zuge einfacher Sanierungsarbeiten noch in die bestehenden Deiche eingebaut werden können.

25.4 Versuchsaubau

Um praxisnahe Ergebnisse der Versuche gewährleisten zu können, wurde ein Großversuch auf dem Gelände der Deichmeisterei in Biebesheim am Rhein errichtet.

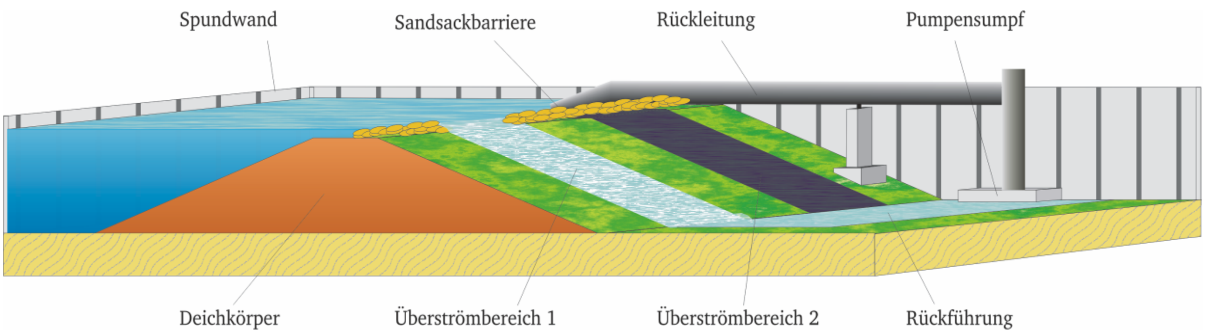


Abb. 25.2: Übersicht über den Versuchsaufbau (halbperspektivisch)

Der in Abb. 25.2 dargestellte Versuchsstand besteht aus einem Deichabschnitt von ca. 60 m Länge. Mit der Höhe von 3,0 m und einer Böschungsneigung von 1:2,5 entspricht der Aufbau einem durchschnittlichen Deich entlang des Rheins. Analog zu den Rheindeichen verfügt der Versuchsstand über eine wasserseitige Dichtung und einen landseitigen Fußfilter.

Die beiden Versuchsfelder sind jeweils 20 m breit, und ermöglichen den parallelen Test unterschiedlicher Aufbauten. Die eingesetzte Pumpe ist ungeregelt (4,7 m³/s), die Be-

aufschlagung der Felder wird daher über die Variation der Überströmungsbreite gesteuert



Abb. 25.3: Versuchsaufbau vor einer Überströmung (ohne Vegetationsschicht)

Die eingesetzte Kombination aus Geokunststoffen besteht aus einer Geogitter/Geovlies-Kombination und einer Erosionsschutzmatte. Die bauzeitliche Befestigung erfolgt mittels Bodennägeln mit einer Schenkellänge von 40 cm. Die Nägel verbleiben im Boden und dienen als zusätzliche Fixierung. Die eigentliche Befestigung der Geokunststoffe auf dem Deich erfolgt durch die Wurzeln der aufgelagerten Vegetationsschicht. Anders als die im vorigen Kapitel beschriebene Opferschicht soll die geokunsstoffbewehrte Vegetationsschicht den Strömungskräften widerstehen.

Um Aussagen über die Wirksamkeit der Geokunststoffe zur Oberflächensicherung treffen zu können, wurden auch Versuche ohne Vegetationsschicht durchgeführt. Dies repräsentiert den Bauzustand, bzw. ein Katastrophenszenario, bei dem der Oberboden noch nicht installiert, bzw. entgegen der Planung bereits erodiert wurde.

25.5 Versuchsdurchführung

Im Sommer 2008 und 2009 konnten zwei Versuche ohne Vegetationsschicht durchgeführt werden.

Die Überströmhöhe lag während des ersten Versuchs bei 15 cm, beim zweiten Versuch bei 10 cm. Die Überströmungsdauer lag bei jeweils 5 min.

Die Überströmung erfolgte im Bereich der Krone und auf dem ersten halben Meter der Böschung gleichförmig. Weiter unterhalb wurde der Geokunststoff nicht mehr gleichförmig überspült, z. T. blieben einzelne Bereiche ohne sichtbare Überströmung. Im gesamten unteren Bereich der Böschung war eine Gischtbildung zu beobachten. Der Übergang des gleichförmigen Überströmens fand bei der Gitter-Vlies-Kombination weiter hangabwärts statt als bei der Gitter-Vlies-Kombination mit Erosionsschutzmatte.



Abb. 25.4: Deich während der Überströmung

Im Anschluss an den Versuch wurden Land- und Wasserseite des Deiches geleert; nach dem Abtrocknen wurde der Versuchsaufbau hinsichtlich der Veränderung des Deckwerks und des Deichkörpers analysiert.

25.6 Auswertung

Während der beiden Versuche kam es zu massiver Erosion unterhalb der Geokunststoffe, wobei diese Erosion vorerst nur im Bereich der Flanke auftrat. Das Material wurde zum Deichfuß hin umgelagert, wobei die dort eingeschlagenen Bodennägel z. T. aus dem Boden gezogen wurden.

Sowohl am Deckwerk selbst, als auch am Deichkörper konnten Schäden beobachtet werden.

- Die Geokunststoffe lagen teilweise hohl
- Teile der Bodennägel waren aus dem Boden gezogen
- Im ersten Versuch kam es stellenweise zum Versagen der Schweißpunkte an den Geogittern
- Erosionsrinnen über die gesamte Deichflanke
- Materialaufschüttungen am Fuß des Deiches z. T. mit vorgelagerten Kolken
- Beginnende Unterspülung der Deichkrone

Die beobachteten Schäden traten dabei sowohl bei dem weiten, als auch – teilweise mit reduzierter Ausprägung – beim engen Vernagelungsraster auf.

Die Erosion unterhalb des Geotextils ist in der hohen vertikalen Durchlässigkeit des eingesetzten Vliesstoffes begründet. Das Wasser dringt im Bereich von Krone und Böschung durch das Vlies und strömt hangparallel zum Böschungsfuß. Da die Geotextilien ohne Oberbodendeckung eingebaut wurden, fehlt eine vertikale Auflast, die die Kunststoffbahnen auf den Deichkörper, welcher aufgrund natürlicher Unebenheiten nie vollkommen plan ausgeführt werden kann, presst. So befinden sich unterhalb der

Kunststoffe Hohlräume, die ein ungehindertes Strömen des Wassers ermöglichen. Hinzu kommt, dass das Material über eine hohe Steifigkeit verfügt und Falten und Beulen nicht mehr aus den verlegten Bahnen herausgearbeitet werden können.

Das umgelagerte Feinmaterial verschließt im unteren Bereich der Böschung die Poren des Vliesstoffs. Da das hangparallel strömende Wasser dort wieder austreten muss, entsteht ein Druck auf das Deckwerk, welcher zum Ausziehen der Bodennägel führt. Sind die Bodennägel nur über die untere Gitterlage in den Boden eingeschlagen, kann es zu einem Versagen der Schweißpunkte kommen.



Abb. 25.5: Deichkörper nach dem Versuch

25.7 Ausblick

Die Versuchsfelder am Deich sind mittlerweile mit einer Oberbodenschicht und Vegetation bedeckt. Nach Ausbildung einer ausreichenden Rasendecke kann voraussichtlich im Spätsommer 2010 mit einem neuen Versuch begonnen werden.

Parallel wird in der Versuchshalle für Wasserbau die Erosion unterhalb von geotextilen Böschungssicherungen untersucht. Hier soll der Zusammenhang zwischen der Hohlraumgröße, der Materialdurchlässigkeit und dem Böschungsmaterial in Hinblick auf die Erosionsgefahr unterhalb der Geokunststoffe erforscht werden.

25.8 Literatur

DIN 19712, (1997): DIN 19712 - Flussdeiche. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DVWK, (1989): DVWK-Merkblatt 209/1989 - Wahl des Bemessungshochwassers. DVWK Merkblatt. vol. 209. 1. ed. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin. – ISBN 3939057789

Goris, A., (2008): Bautabellen für Ingenieure: mit Berechnungshinweisen und Beispielen. Mit 1 CD-ROM. 18. ed. Werner, Neuwied – ISBN 3804152368

Hewlett, H., (1987): Design of Reinforced Grass Waterways. Ciria Report. Construction Industry Research & Information Association – ISBN 0860172856

26 Hydraulische Modellversuche zur Ermittlung mittlerer Überlaufmengen an Sturmflutschutzwänden und Deichen

Nils B. Kerpen und Karl-Friedrich Daemrich

Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Leibniz Universität Hannover

26.1 Kurzfassung

Aufgrund bestehenden Forschungsbedarfs wird der Wellenüberlauf an Sturmflutschutzwänden und Deichen erneut in hydraulischen Modellversuchen analysiert. Abweichungen zwischen Messungen am Franzius-Institut und den Bemessungsformeln aus dem EurOtop Manual (2007), in welchem viele Ansätze zur Berechnung von Überlaufmengen zusammengefasst sind, untermauern diesen Forschungsbedarf. Es werden Untersuchungen zu mittleren Überlaufmengen bei senkrechtem und schrägem Wellenanlauf an einer senkrechten Wand auf ebener Sohle und einem Deich mit aufgesetzter senkrechter Wand durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchung soll u.a. dem Nds. Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten– und Naturschutz (NLWKN) zur Validierung des mathematischen Modells OTT-1D dienen. Ziel der hydraulischen Modellversuche ist die Entwicklung einer erweiterten oder neuen Bemessungsformel, die Wand- und Freibordhöhen in Abhängigkeit von Wassertiefen und zulässigen Überlaufmengen bestimmt.

26.2 Einführung

Die Kenntnis von mittleren Überlaufmengen an Bauwerken des Küstenschutzes ist erforderlich, um diese entsprechend Standsicher bemessen zu können und den Wirkungsgrad hinsichtlich des Küstenschutzes gegen Überschwemmungen und das Schutzpotential für Personen, Anlagen und Material zu kennen. Eine Unterschätzung des erforderlichen Freibords (Abb. 26.1) kann zu hohen Schäden führen. Eine Überschätzung ist sicher aber aufgrund eines höheren Materialaufwandes und einem erhöhten Platzbedarf unwirtschaftlich.

Seit über 40 Jahren wird die Thematik des Wellenüberlaufs an Deichen und senkrechten Wänden in hydraulischen Modellen untersucht. Seit einiger Zeit werden auch hydronumerische Modelle zur Ermittlung der Überlaufmengen herangezogen, die aufgrund der Komplexität der Wellendynamik nur bedingte Rückschlüsse auf die eigentlichen physikalischen Prozesse zulassen. Physikalische Modelle können zur Kalibrierung unsicherer Parameter in hydronumerischen Modellen dienen.

Auch Bemessungsformeln zur Ermittlung von Überlaufmengen basieren auf den Ergebnissen physikalischer Modellversuche. Wesentliche Parameter in diesen Bemessungsformeln sind Seegangsparameter, der Freibord *Rc*, die Bauwerksform und ggf. die Rauheit (Abb. 26.1).

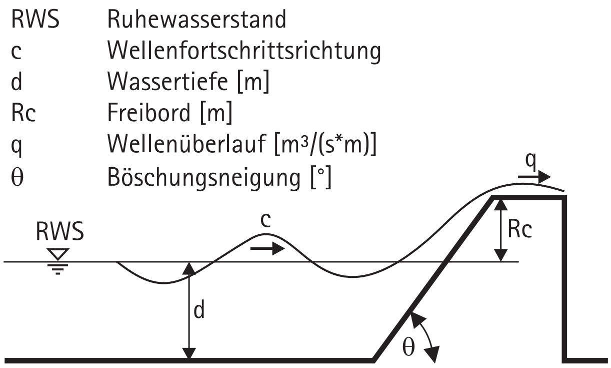


Abb. 26.1: Definition Wellenüberlauf

Es ist bisher keine universelle Bemessungsformel entwickelt worden. Vielmehr ist für Standardformen (Deich, Deich mit Berme, senkrechte Wand) und deren Abwandlungen jeweils eine eigene Bemessungsformel entwickelt worden (Abb. 26.2). Folglich sind viele Detailausführungen vor der Umsetzung für jeden Einzelfall erneut zu untersuchen. Eine Zusammenfassung derzeitiger Bemessungsverfahren wird im EurOtop Manual (2007) dargestellt.

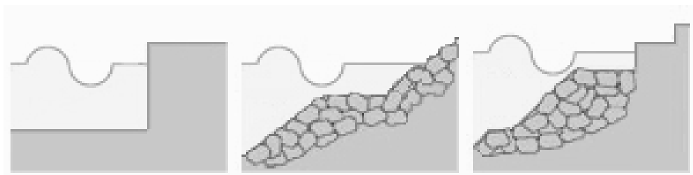


Abb. 26.2: Beispiele für Standardformen: Senkrechte Wand, Böschung mit Berme, Senkrechte Wand mit Felsberme (EurOtop Manual, 2007)

26.2.1 Aufzeigen von Forschungsbedarf

Um den Forschungsbedarf aufzuzeigen, werden im Folgenden Ergebnisse nach dem Bemessungsverfahren nach EurOtop Manual (2007) mit Ergebnissen eigener Untersuchungen zum gleichen Sachverhalt verglichen und bewertet. Der dimensionslose Wellenüberlauf Q_b an 1:6 geneigten Seedeichen für den Fall brechender Wellen wird derzeit nach dem Formeltyp

$$Q_b = a \cdot e^{-b \cdot R_c} \quad (1)$$

mit: $R_b = \frac{R_c}{H_s \cdot \xi_{0p}}$ (dimensionsloser Freibord)

$$Q_b = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_s^3}} \cdot \frac{\sqrt{\tan\alpha}}{\xi_{0p}}$$ bestimmt.

Die Datengrundlage, auf der die Parameter a und b der Bemessungsformel bestimmt wurden, ist Abb. 26.3 zu entnehmen.

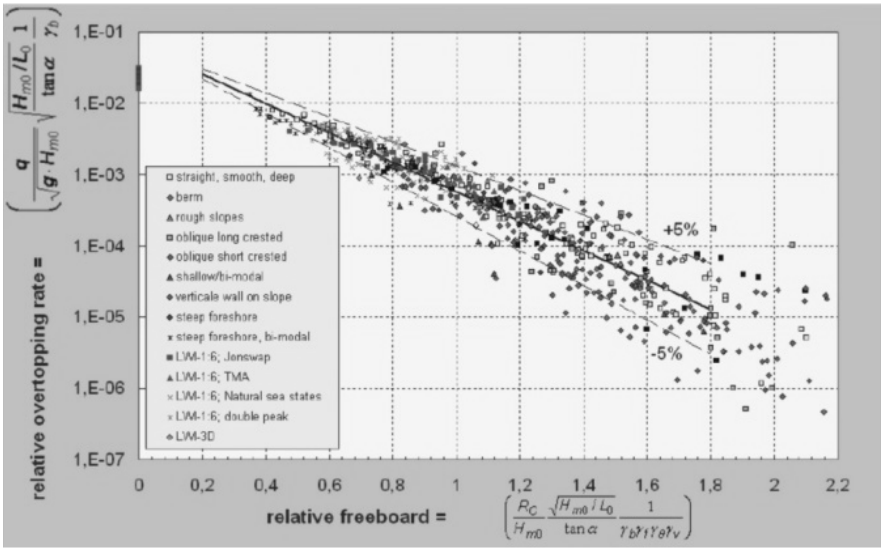


Abb. 26.3: Datengrundlage der Bemessungsformel (1) für Wellenüberlauf an 1:6 geneigten Seedeichen für den Fall brechender Wellen (EurOtop Manual, 2007)

Messungen am Franzius-Institut von KANIS (2008) und Simulationen von TACK ergaben Überlaufmengen oberhalb der durch Formulierung (1) beschriebenen Abhängigkeiten (Abb. 26.4, Abb. 26.5).

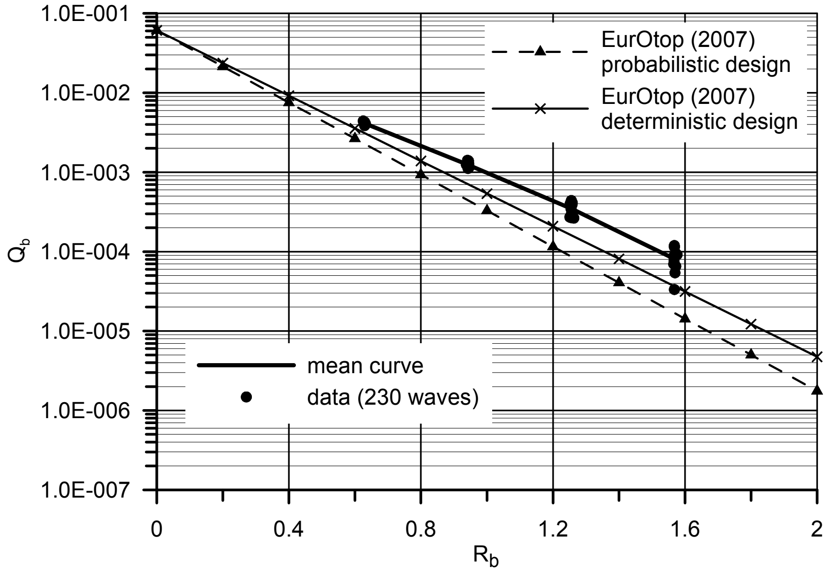


Abb. 26.4: Messungen von KANIS (2008) zum mittleren Wellenüberlauf im Vergleich mit den Ergebnissen nach EurOtop Manual (2007)

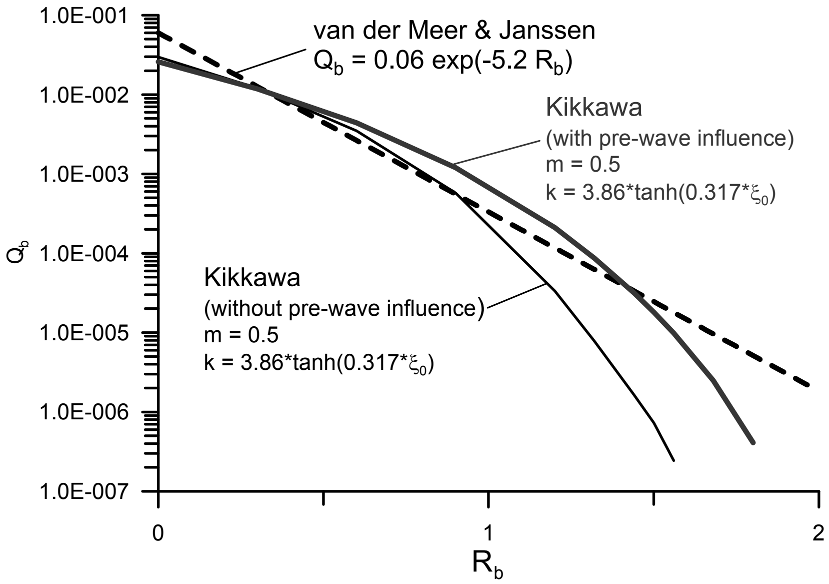


Abb. 26.5: Simulation von TACK zum mittleren Wellenüberlauf

Auch die Ergebnisse der Berechnung mit dem Neuronalen Netzwerk nach EurOtop Manual (2007) weisen trotz dimensionsloser Parameter, die die Wellensteilheit berücksichtigen sollten, unterschiedlichen Kurvenverläufe für unterschiedliche Wellensteilheiten auf (Abb. 26.6).

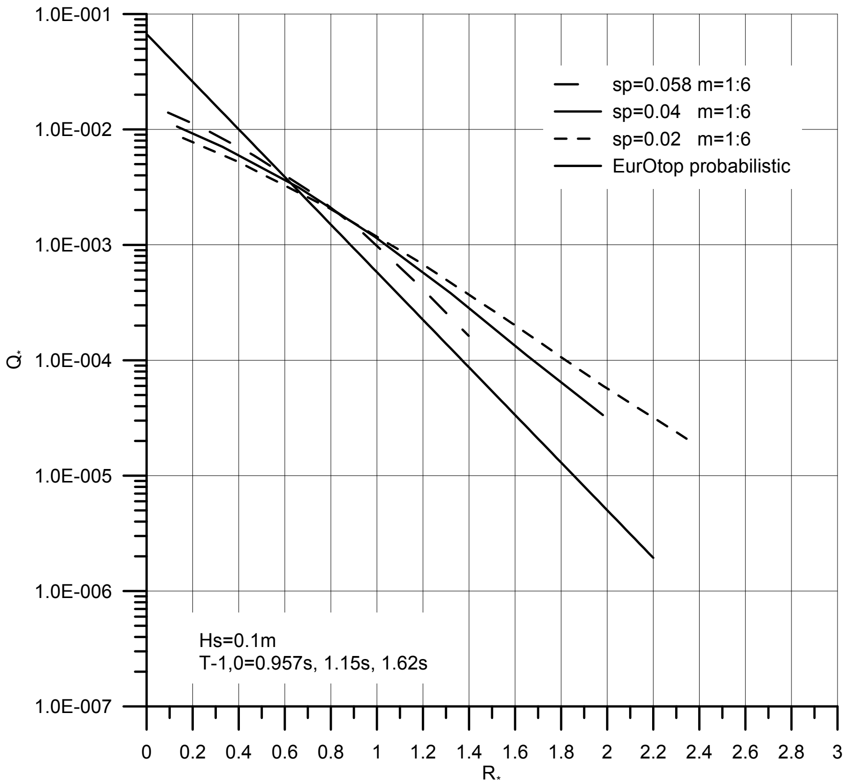


Abb. 26.6: Ergebnisse des Neuronalen Netzwerkes (nach EurOtop Manual, 2007)) zum mittleren Wellenüberlauf

Zudem sind die Funktionen nicht linear in der halbexponentiellen Darstellung, was auf eine unvollständige Formulierung der mathematischen Zusammenhänge schließen lässt.

Ein Vergleich der periodenabhängigen Wellenüberlaufmenge bei unterschiedlichen Wassertiefen am Bauwerksfuß ist in Abb. 26.7 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die Überlaufmengen entgegen der üblichen Annahmen von der Wassertiefe abhängig sind.

Die zwei hier aufgezeigten Beispiele verdeutlichen den bestehenden Forschungsbedarf auf dem Gebiet des Wellenüberlaufes an Deichen und senkrechten Wänden, um wirtschaftlichen Küstenschutz gewährleisten zu können.

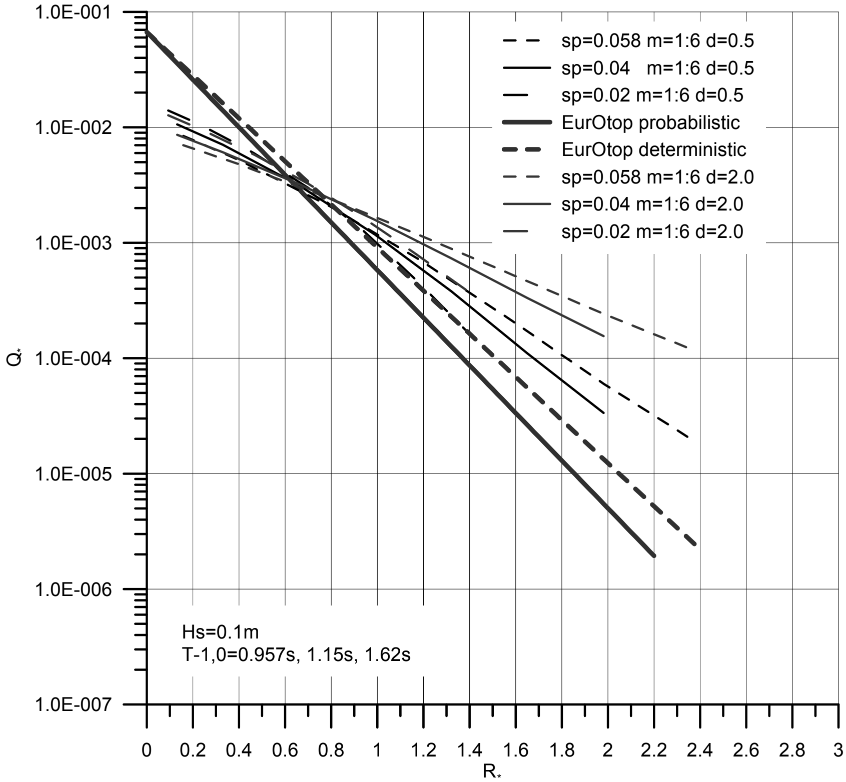


Abb. 26.7: Wellenüberlaufmenge bei unterschiedlichen Wassertiefen am Bauwerksfuß

26.2.2 Geplante Modellversuche

Zur Ermittlung der mittleren Überlaufmengen an Sturmflutschutzwänden und Deichen werden Versuche zu senkrechtem und schrägem Wellenanlauf durchgeführt. Das Versuchsprogramm beschränkt sich auf senkrechte Wände auf ebener Sohle und Deiche mit aufgesetzter senkrechter Wand.

Die physikalischen Modellversuche zum senkrechten Wellenauflauf werden in einem 1,0 m breiten abgetrennten Bereich im Wellenbecken (WBM) des Franzius-Instituts in Hannover Marienwerder durchgeführt. Die Ergebnisse sollen zur Validierung des ma-

thematischen Modells OTT-1D (NLWKN) herangezogen werden, da bisher kaum geeignete Vergleichsdaten vorliegen.

Die Modellversuche zum schrägen Wellenauflauf werden im WBM mit Hilfe einer stufenlos drehbaren Plattform durchgeführt. Diese ermöglicht die Positionierung des Bauwerks in einer beliebigen Wellenanlaufrichtung. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sollen in die Kalibrierung eines 3D-Modells des NLWKN zur Ermittlung von Wellenüberlaufmengen einfließen.

Die Untersuchungen beschränken sich auf mittlere Überlaufmengen zwischen 0,5 l/s und 5,0 l/s. Maximale Überlaufmengen auf Grundlage statistischer Extrapolationen werden nicht ermittelt.

26.3 Diskussion

Wang und Grüne (2005) haben großmaßstäbliche Laboruntersuchungen im Großen Wellenkanal in Hannover durchgeführt und weisen auf Maßstabseffekte infolge des hohen Lufteintrags in brechenden Wellen bzw. dem sich nach oben ausbildenden Wasserstrahls hin, die sich in kleinmaßstäblichen Modellen ausbilden. Ein Vergleich mit den Messergebnissen von Wang und Grüne (2005) soll Rückschlüsse auf die Güte des für diese Untersuchungen errichteten Modells geben.

26.4 Ausblick

Ziel der hydraulischen Modellversuche ist die Entwicklung einer erweiterten oder neuen Bemessungsformel, die Wand- und Freibordhöhen in Abhängigkeit von Wassertiefen und zulässigen Überlaufmengen bestimmt.

Es werden eine Reihe weiterer Unstimmigkeiten im EurOtop Manual (2007) vermutet. So werden Streuungen in den den Bemessungsverfahren nach EurOtop Manual (2007) zugrunde liegenden Messdaten vermutet, die Unsicherheiten hinsichtlich der Aussagekraft für den Einzelfall bedeuten. Der Einfluss der Streuungen soll u.a. auch Geprüft werden.

26.5 Support

Hanz-Dieter Niemeyer, Nds. Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, An der Mühle 5, 26548 Norderney

26.6 Literatur

Daemrich, K.-F. et. al.: Irregular Wave Overtopping at Vertical Walls – Learning from Regular Waves, ICCE 2006, Abstract number 1105, 2006

Daemrich, K.-F.: Overtopping at Vertical Structures, Second German-Chinese Joint Seminar on recent Developments in Coastel Engineering, Tainan, 1999

EurOtop Manual, Wave overtopping of Sea Defence and Related Structures: Assessment Manual, 2007

Kanis, J.: Über die Streuung von mittleren Überlaufmengen in hydraulischen Modelluntersuchungen von Seedeichen, Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Hannover, 2008

Wang, Z. und Grüne J.: Wellenüberlauf an senkrechten und steil geneigten Wellenbrechern, 5. FZK-Kolloquium, Forschungszentrum Küste, Merkurstrasse 11, 30419 Hannover, 2005

27 Modellversuche zur Geschiebetransportproblematik am Fließgewässerkraftwerk an der Unteren Salzach

Barbara Brinkmeier

Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck

27.1 Kurzfassung

Das Konzept des Fliessgewässerkraftwerkes wurde für eine angedachte Wasserkraftnutzung an der Unteren Salzach entwickelt. Neben geringen Fallhöhen und hohen ökologischen Anforderungen stellt vor allem der Geschiebetransport durch das Querbauwerk eine große Herausforderung dar. In einer Machbarkeitsstudie wurden wesentliche Aspekte des Kraftwerkskonzeptes untersucht. Das geplante Kraftwerk wurde in einem wasserbaulichen Modellversuch an der Universität Innsbruck maßstäblich abgebildet und zur Beantwortung mehrerer Fragestellungen herangezogen. Das Hauptaugenmerk wurde dabei auf die Funktion des geplanten Querbauwerkes hinsichtlich Durchgängigkeit von Geschiebe gelegt. Das Konzept wurde in mehreren Schritten untersucht und optimiert. Die Ergebnisse der Modellversuche und der optimierte Zustand des Kraftwerkes werden in vorliegendem Beitrag beschrieben.

27.2 Abstract

The newly developed concept of the river flow power plant aims at energy generation at the lower Salzach River. The main challenges are posed by low heads, high ecological demands as well as bed load transport issues through the planned structure. A feasibility study was undertaken to resolve the main issues. For this purpose a physical model test was implemented at the University of Innsbruck, Austria. The main focus was placed on the functionality of the structure regarding bed load transport. The concept was tested and optimised. The result of the model tests and the optimised concept of the power plant are presented in this paper.

27.3 Einführung

Der Unterlauf der Salzach im Grenzgebiet zwischen Österreich und Bayern zeigt sehr längerer Zeit massive Eintiefungstendenzen. Durch Flusskorrekturen und Einengung des Flussbettes ab dem 19. Jahrhundert wurde die Transportkapazität deutlich erhöht, während wasserbauliche Maßnahmen im Oberlauf den Geschiebestrom reduzierten und daher ein Ungleichgewicht in der Flussmorphologie schufen. Die flussbauliche Sanierung der betroffenen Gewässerstrecken ist heute unumgänglich. Verschiedenste

Lösungsansätze wurden bereits untersucht, derzeit scheinen Varianten mit Sohlstufen in Form von aufgelösten Sohlrampen eine gute Möglichkeit zu sein.

In Zeiten erhöhten Bedarfes an erneuerbaren Energien scheint eine Nutzung der geplanten Rampenstandorte als sinnvoll. Das Konzept des Fließgewässerkraftwerkes beruht auf der Anordnung bekannter wasserbaulicher Elemente mit der Zielsetzung der Erhaltung des Fließgewässercharakters der Gewässerstrecke.

27.4 Konzept

Ausgehend von einer aufgelösten Sohlrampe, wie sie bereits im Freilassinger Becken umgesetzt wurde, wird das Bauwerk um einen Kraftwerksteil erweitert. Das **Krafthaus** wird im Außenbogen des pendelnden Flussschlauches angeordnet (Abb. 27.1).



Abb. 27.1: Schema des Fließgewässerkraftwerkes im Grundriss (Pöyry, 2009)

Nach eingehender Prüfung unterschiedlicher Maschinentypen (Rohrturbinen, Dive-Turbinen, Very Low Head (VLH) Turbinen und Kompaktturbinen) erwies sich die Kompaktturbine des Bautyps Hydromatrix für die gegebenen Rahmenbedingungen als besonders geeignet. Die Grundidee von Kompaktturbinen besteht in der Verwendung vieler kleiner, baugleicher unregulierter Turbinen-Generator-Einheiten, bei denen die Durchflussregelung durch Zu- und Abschalten einzelner Turbineneinheiten erfolgt.

Der Geschiebeanfall an der Unteren Salzach sowie die große Kraftwerksbreite machen die Anordnung von Geschiebekanälen im Kraftwerksbereich notwendig. Dazu werden zwischen den Turbinenblöcken Geschiebekanäle situiert, die in den Kraftwerksnahbereich eingespülte Feststoffe durch das Bauwerk schleusen. Die zur Verfügung stehenden Fallhöhen bewegen sich im Bereich von 2,5 m und 3,5 m. Unter Annahme eines Ausbauabfluss von 200 m³/s bei 20 Matrixturbinen mit je 10 m³/s Schluckfähigkeit kann eine installierte Leistung von etwa 5,5 MW bzw. eine Jahreserzeugung von über 30 GWh/a an einem Standort der Unteren Salzach erzielt werden.

Wesentliches Element des Fließgewässerkraftwerkes bildet die aufgelöste Sohlrampe, die eine Vielzahl von Anforderungen erfüllen muss. So steht neben der Gewährleistung

einer schadfreien Hochwasserabfuhr unter Berücksichtigung des Geschiebetransports vor allem die gewässerökologische Funktionsfähigkeit im Mittelpunkt.

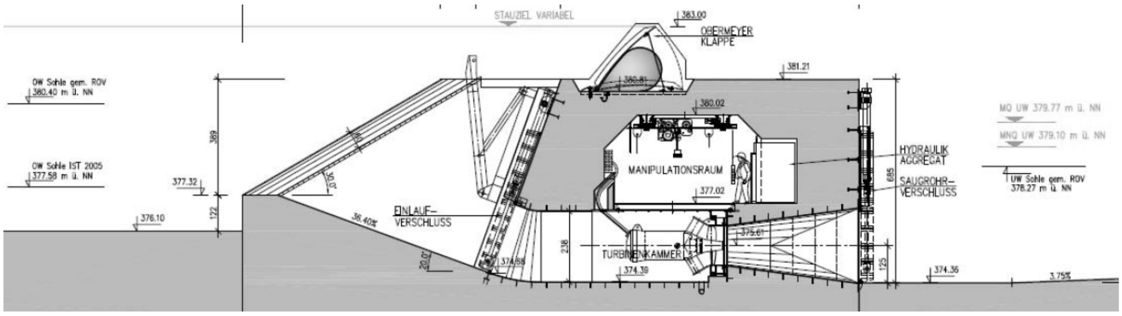


Abb. 27.2: Querschnitt durch das Fließgewässerkraftwerk (Pöyry, 2009)

27.5 Modellversuch

27.5.1 Parameter

Das physikalischen Modell basiert auf der Froud'sche Modellähnlichkeit, bei der die jeweilige Froud'sche Zahl im Modell derjenigen in der Natur entspricht. Im Längenmaßstab von M = 1:30 konnte eine Flusstrecke von ca. 450 Metern im Modell abgebildet werden. Das Modell verfügt über eine bewegliche Sohle mit zugehöriger Geschiebezugabevorrichtung zur Modellierung des transportierten Materials.

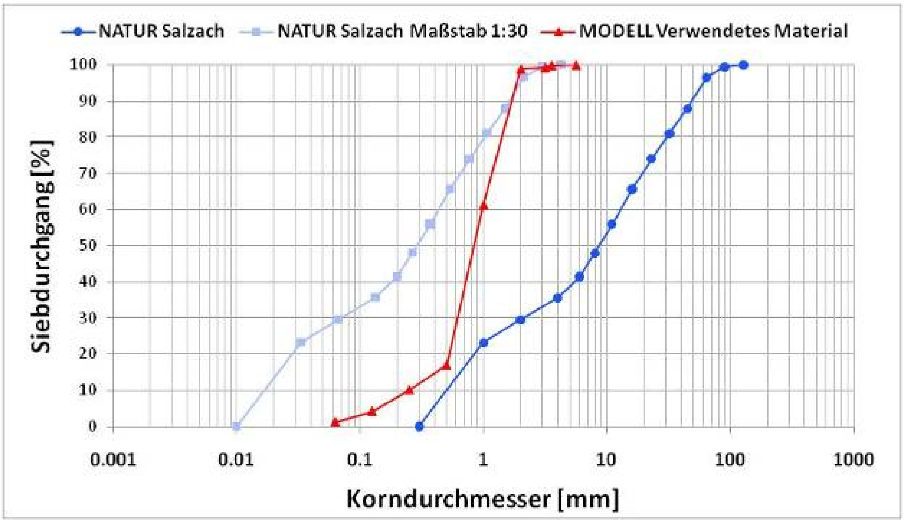


Abb. 27.3: Sieblinien des in der Salzach transportierten Materials (blau) und des im Modellversuch verwendeten Materials (rot)

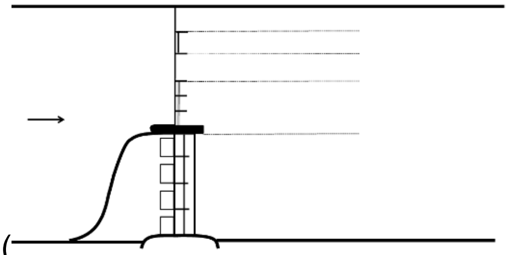
Die Kornzusammensetzung des Sohlmaterials der Salzach im Untersuchungsgebiet ergibt einen maßgebenden Korndurchmesser von etwa 20 Millimeter. Die Sieblinie ist in Abb. 27.3 (dunkelblaue Linie) dargestellt. Nach Umrechnung der Sieblinie mit dem Maßstab von 1:30 ergibt sich ein sehr feines Material (hellblaue Linie in Abb. 27.3), das im Modellversuch zur Anwendung kommen sollte. Da die Modellgesetze der

Froud'schen Modellähnlichkeit nur für nichtbindiges Material gelten und Zähigkeitseffekt weitestgehends vermieden werden sollten, darf kein zu feines Material in Modellversuchen eingesetzt werden (ATV-DVWK 2003).

Für den Modellversuch wurde daher ein Sand mit einem maßgebenden Durchmesser von 0,97 Millimeter gewählt, der die in Abb. 27.3 ersichtliche Sieblinie (rote Linie) besitzt. Durch die Wahl dieses gröberen Materials kommt es zu einem Unterschied zwischen den Froud'schen Zahlen des Korns in Natur und im Modell. Obwohl dies nicht optimal ist, ist es erforderlich um negative Effekte wie Riffel und Dünenbildung zu vermeiden, die in der Natur nicht eintreten. Die Geschiebetransportraten wurden anhand der Formel von Meyer-Peter/Müller bestimmt und dem physikalischen Modell am oberen Modellrand dem Abfluss entsprechend zugegeben. Zur Dokumentation von Änderungen der Sohllagen kam ein 3D terrestrischer Laserscanner zum Einsatz.

27.5.2 Ausgangszustand

Im Modellversuch wurde vorerst ein Ausgangszustand eingebaut, der linksufrig den



Rampenteil und rechtsufrig das Kraftwerk aufweist (



Abb. 27.4).

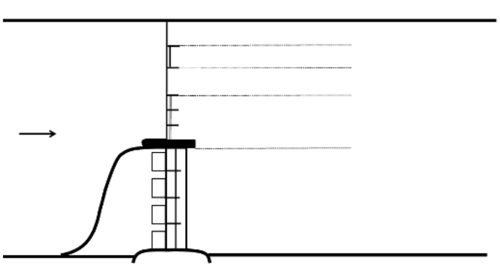




Abb. 27.4: Im Modellversuch verwirklichter Ausgangszustand (links: Schemaskizze, rechts: Foto)

Zur Freihaltung des unmittelbaren Kraftwerksbereiches von Geschiebe ist dem Bereich eine Geschiebeleitschwelle vorgelagert, die ankommendes Geschiebe in Richtung der

Universalöffnung (Flussmitte) ableiten sollte. Vor den Turbinenblöcken wurden weiters halbrunde Vorböden eingebaut, die ankommendes Geschiebe zu den zwischen den Turbinenblöcken liegenden Geschiebegassen leiten sollten, wo es in weiterer Folge durch das Krafthaus transportiert wird.

Der Ausgangszustand wurde mit einem 1- bis 2- jährlichen Hochwasser getestet. Der Modellabfluss von 251 l/s (1240 m³/s in Natur) wurde über 16 Stunden (88 Stunden in Natur) bei entsprechender Geschiebezugabemenge konstant gehalten. Dabei waren alle Turbinen verschlossen und die Geschiebegassen geöffnet.

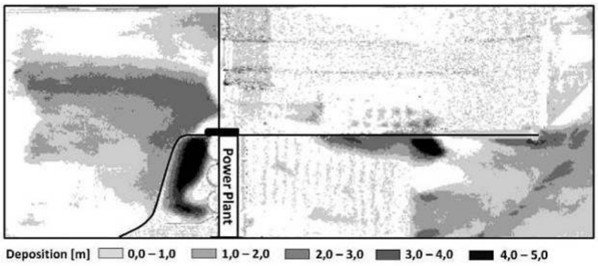




Abb. 27.5: Ergebnisse der ersten Versuchsreihe im Ausgangszustand (links: Laserscann Aufnahme, rechts: Einlaufbereich)

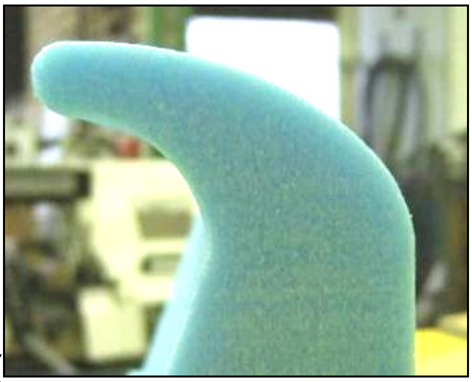
Die Ergebnisse zeigen erhebliche Anlandungen im direkten Einlaufbereich, wobei das Geschiebe nicht bis zu den Rechen vordringen konnte (Abb. 27.5). Die Ergebnisse der Laserscanaufnahme zeigen Anlandungen von bis zu 5 Meter (Natur).

27.5.3 Optimiertes Konzept

Die unzufriedenstellenden Ergebnisse des Ausgangszustandes führten zu einer Reihe von notwendigen Optimierungsmaßnahmen. In einem ersten Schritt wurde die Breite der Sohlrampe vergrößert, um im Hochwasserfall mehr Abfuhrkapazität über die Rampe zu erreichen, die auch eine erhöhte Geschiebeabfuhr über die Rampe bedingen sollte. Dies zeigte nur mäßige Erfolge.

In einem nächsten Schritt wurde der gesamte Einlaufbereich modifiziert. Durch Schaffung einer Buchtsituation konnte die Geschiebeleitschwelle in einem steileren Winkel Richtung Universalöffnung geführt werden (Abb. 27.6). Am stromauf liegenden Teil der Schwelle können so Sekundärströmungen induziert werden, die den sohlnahen Geschiebetransport entlang der Schwelle zur Flussmitte hin verstärken (vgl. Scheuerlein, 1984). Als weitere Maßnahme zur Verstärkung der Sekundärströmung

wurde die Schwelle als Kragschwelle (nach Queißer, 2006) ausgeführt

(

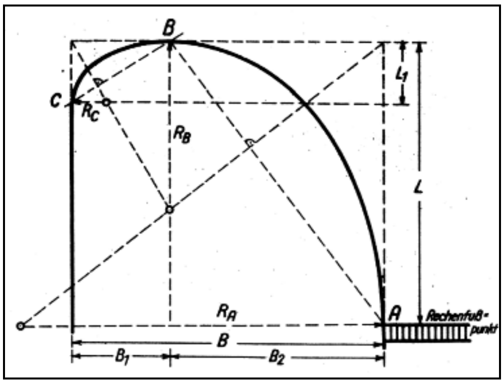


Abb. 27.7 links).

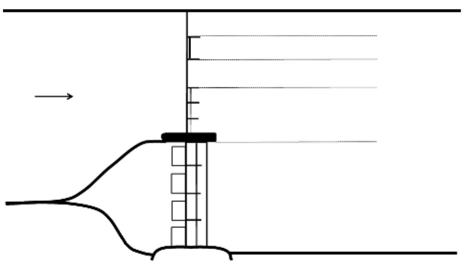
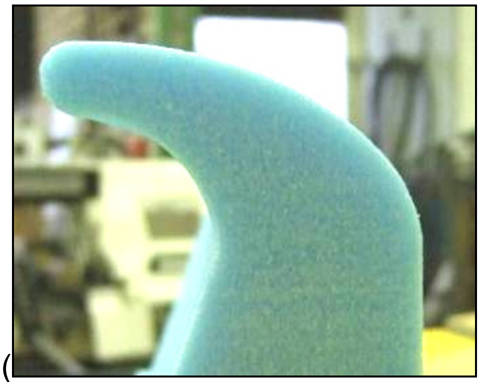




Abb. 27.6: Optimiertes Konzept (links: Schemaskizze, rechts: Foto)

Die Krone im Anschlussbereich der Geschiebeleitschwelle am Trennpfeiler wurde leicht erhöht ausgeführt, da es hier infolge der Krümmung der Schwelle zu vermehrtem Geschiebeeintrag in den Einlaufbereich kommen könnte. Der Trennpfeiler wurde in seiner



Form nach Rouvé (1958) optimiert (

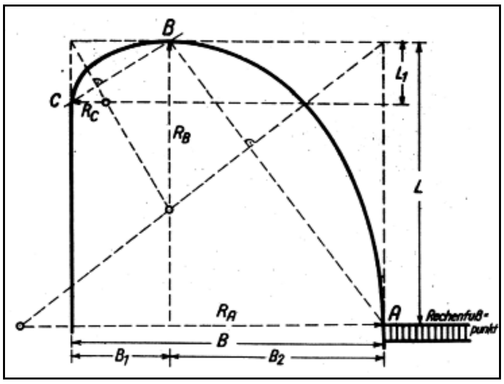


Abb. 27.7, rechts).

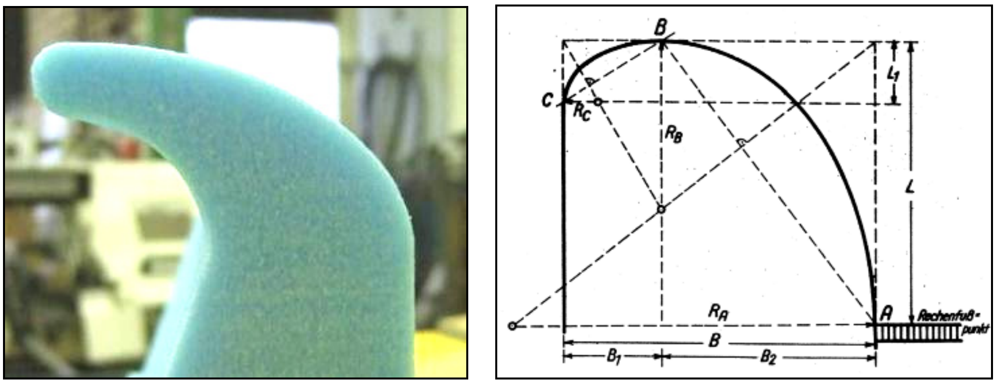


Abb. 27.7: Querschnitt der Geschiebeleitschwelle (links); Form des optimierten Trennpfeilers (rechts)

Da die halbrunden Turbinenvorböden in der ersten Versuchsreihe keine Wirkung zeigten, wurden sie entfernt. Die ursprüngliche Rechenform wurde aus fischökologischen Gründen durch flach geneigte Rechen ersetzt.

Die Funktion des optimierten Konzeptes wurde vorerst mit den gleichen Parametern wie im Ausgangszustand geprüft. Eine merkliche Verbesserung gegenüber dem Ausgangszustand konnte festgestellt werden. In den Einlaufbereich wurden nur noch geringe Mengen an Geschiebe eingetragen (Abb. 27.8). Bei weiteren Versuchen mit 20- und 100- jährlichen Hochwässern konnte die Funktion weiter bestätigt werden.



Abb. 27.8: Ergebnisse im optimierten Zustand

27.6 Zusammenfassung und Ausblick

Der vorgestellte Beitrag zeigt das Konzept des Fliessgewässerkraftwerkes, das in einer Machbarkeitsstudie auf seine Funktionalität untersucht wurde. Die größte Herausforderung liegt in der Gewährleistung des Geschiebetransportes, da einerseits der Kraftwerkseinlaufbereich von Geschiebe freigehalten werden muss aber andererseits der Transport durch das Querbauwerk sichergestellt werden muss. Das Konzept wurde im hydraulischen Modellversuch an der Universität Innsbruck geprüft und hinsichtlich Geschiebetransports optimiert. Das nun optimierte Konzept wird weiteren Untersuchungen

unterzogen, die sowohl im Modellversuch als auch mit numerischen Simulationen die Turbinenanströmung testen.

27.7 Literatur

ATV-DVWK (2003). Arbeitsbericht Feststofftransportmodelle für Fließgewässer. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef.

Pöyry Energy (2009). Endbericht Machbarkeitsstudie Energiewirtschaftliche Nutzung Tittmoninger Becken; Grenzkraftwerke GmbH, unveröffentlicht.

Queißer, J., Seidel, F., Bernhart, H. (2006). Neubau des Kraftwerkes Albbruck-Dogern – Durchführung physikalischer Modellversuche, Wasserwirtschaft 09/2006, 96. Jahrgang, S. 14-19.

Rouvé, G. (1958). Der Krafthaustrennpfeiler – Strömungsverhältnisse an gekrümmten Wänden. 145. Arbeit aus dem Theodor-Rehbock-Flussbaulaboratorium, Technische Hochschule Karlsruhe.

Scheuerlein, H. (1984). Die Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und Technische Wissenschaften, Berlin.

28 Optimierung von Einlaufbauwerken und Einrichtungen zur Spülung von Sedimenten anhand physikalischer Modellversuche – Vergleich zweier Fallstudien

Blandine Feneuil[1] und Rumiana Engel[2]

[1]Ecole des Ponts ParisTech, Paris

[2] Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck

28.1 Kurzfassung

Das Dagachhu Wasserkraft-Projekt in Bhutan befindet sich derzeit in der Planungs- bzw. Errichtungsphase. Eine wesentliche Aufgabenstellung der Projektierung besteht darin, die Entwürfe für den Triebwassereinlauf sowie das Entsanderbauwerk zu untersuchen. Ergänzend zu umfangreichen Untersuchungen anhand zweier hydraulischer Modellversuche erfolgt in diesem Zusammenhang auch ein Studium über Modellversuche für ähnliche Anlagen, um vorab die maßgebenden Kriterien bei der Dimensionierung bzw. Probleme im Betrieb erkennen zu können.

In diesem Beitrag geht es um den Vergleich von zwei früheren Modellversuchen. Beide wurden beauftragt, um einerseits die Kapazität der Einlaufbauwerke und die Auswirkungen auf den Sedimenttransports zu optimieren, und um anderseits die Effizienz der Entsander und deren Spülwirkung sicherzustellen. Aufgrund der unterschiedlichen Flussmorphologie unterscheiden sich die beiden Projekte grundsätzlich hinsichtlich deren Konzept, aber auch hinsichtlich der Lösungsstrategie im Zuge der Bauwerksoptimierung.

28.2 Abstract

The Dagachhu hydropower project in Bhutan is currently under study. Mainly, the best design for both the desilter and the intake structure are investigated in order to devise the best design. In addition to physical model scale tests also a literature study of similar projects is going to be accomplished in order to point out the most critical parts of such a structure.

This paper deals with a comparison of two former model tests.

Both of model tests were used to investigate the performance of the intake structures concerning sediment draining on the on hand, and the efficiency of the desilters and their flushing on the other hand. Due to the different river topologies both the overall structure of the projects as well as the solutions to inefficiency problems differed from each other.

28.3 Einführung

Der Staat Bhutan verfügt dank seiner Lage im Süd-Osten des Himalaya-Gebirges über ein riesiges Potenzial an Wasserkraft. 1500 MW werden derzeit in Wasserkraftanlagen im ganzen Land erzeugt. Entsprechend dem Water Resources Management Plan aus dem Jahr 2003 stellen dieser Wert nur etwa 5% des gesamten bhutanesischen Wasserkraftpotenziales dar. Im Jahr 2008 allerdings betrug der Export von überschüssiger Elektroenergie 45% der internen Umsätze. Die in den letzten Jahren errichteten Wasserkraftanlagen helfen dem Land einerseits in seiner Entwicklung, zudem ermöglichen sie einen besseren Zugang der Bevölkerung zur Elektrizität und ein Wachstum des industriellen Sektors.

Im Allgemeinen profitiert nicht nur der Staat Bhutan von neu errichteten Wasserkraftanlagen sondern auch Indien, wohin der Überschuss an Energie exportiert wird. Seitens der indischen Regierung wird ein Ausbau der Wasserkraft in Bhutan aus diesem Grunde aktiv unterstützt. Die Errichtung neuer Anlagen ist mit finanzieller Beteiligung verbunden, zudem verfolgen beiden Staaten das Ziel, bis zum Jahr 2020 einen Ausbaugrad von 10 000 MW zu erreichen. An einigen von insgesamt 76 Standorten, welche hinsichtlich wirtschaftlicher als auch technischer Kriterien bereits als günstige Standorte bewertet wurden, erfolgt in den nächsten Jahren die Errichtung von Anlagen.

Das Projekt am Fluss Dagachhu stellt eines dieser Projekte dar. Das Kraftwerk wird insgesamt 114 MW Energie erzeugen. Trotz seiner verhältnismäßig geringen Größe ist das Dagachhu Wasserkraft-Projekt von großer Bedeutung, zumal es das erste privat unterstützte Projekt ist. Abb. 28.1 zeigt anhand einer topografischen Übersicht die projektierte Anlage bzw. die definierten Bereiche zur Bauwerksoptimierung im Zuge zweier hydraulischer Modellversuche am Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck.



Abb. 28.1: Dagachhu project – Einlaufbauwerk, physikalische Modell M 1:35 (links) und Entsander, physikalisches Modell M 1:15 (rechts)

28.4 Literaturstudie der beiden Modellversuche

Ein vergleichbarer Modellversuch wurde im Jahr 1991 an der Versuchsanstalt in Obernach (Deutschland) durchgeführt. Dabei erfolgte eine Untersuchung des projektierten Dammes bzw. des Entsanders im Arun-Tal in Nepal. Ein Weiterer Modellversuch behandelt die Wasserkraftanlage am Baso Chhu in Bhutan. Grundlegender Unterschied zwischen diesen beiden Projekten ist die Tatsache, dass bei der Anlage in Nepal (HEP Arun 3) das Entsanderbauwerk nach einem 150 m langen Kanal im Anschluss an den Einlauf angeschlossen ist, während beim Baso Chhu-Projekt der Entsander unmittelbar im Anschluss des Einlaufes errichtet wurde. Zwei voneinander unabhängige Modelle wurden für HEP Arun 3 errichtet. Ein Modell umfasst den Fassungsbereich bis 800 m stromaufwärts, die Hochwasserentlastungsanlage sowie den Bereich bis 400 m flussabwärts im Maßstab M 1:60. Das zweite Modell im Maßstab M 1:30 befasst sich mit dem Einlaufbauwerk bzw. dessen Anströmungsverhältnissen sowie dem Entsander und dem Übergangskanal. Beim Baso Chhu Modellversuch wurde der Gewässerabschnitt von 145 m stromaufwärts des Wehres bis 105 m flussabwärts des Entsanders im Maßstab M 1:20 abgebildet.

Tab. 28.1: Vergleich der Modellmaßstäbe

	HEP Arun 3		Baso Chhu
	Overall model	Desilter model	
Length scale (s)	60	30	20
Velocity scale ($\sqrt{s}$)	7.75	5.48	4.47
Time scale ($\sqrt{s}$)	7.75	5.48	4.47
Discharge scale $(\sqrt{s})^5$	27,885.5	4,929.5	1,788.9

28.4.1 Geschiebe

Für die Untersuchungen des Entsanders (HEP Arun 3) wurden zwei Arten von Sedimenten verwendet – sehr feiner Quarzsand und PVC-Granulat. Das Verhältnis zwischen der Größe der Granulatkörner und den entsprechenden Sedimenten in Natur dabei wird folgendermaßen beschrieben:

$$D_P * (\rho_S - \rho_W)_P = \lambda * D_M * (\rho_S - \rho_W)_M \quad (28.1)$$

P steht dabei für Prototyp, M für Modell, S für Sediment, W für Wasser und *λ* für die Maßstabzahl.

Tab. 28.2: Vergleich der Korngrössen

		Model sediment diameter	Corresponding prototype sediment diameter	Estimated prototype mean sediment diameter
HEP Arun 3	Overall model	A: 0.4 mm to 8 mm	A: 83 mm	83 mm
		B: 2mm to 3.2 mm	B: 180 mm	180mm (coarse s.)
	Desilter model	Quartz sand: 0.45 mm	13.5 mm	0.2 mm
		PVC granulate: 3 mm (ρ_S=1080 kg/m³)	4.4mm	
Baso Chhu	$Q_A \leq Q \leq 2*Q_A$	mean 0.7 mm	14 mm	14 mm
	$2*Q_A \leq Q$	mean 2.5 mm	50 mm	50 mm
	HQ_{dim}	mean 3.6 mm	76 mm	76 mm

28.4.2 Geschiebeabzug im Stauraum

Aufgabe eines Entsanders ist es generell, das eingetragene feine Sediment zu sammeln. Mit Hilfe weiterer Einrichtungen im Stauraum hingegen wird versucht den Eintrag von Sedimenten in den Triebwasserweg vorweg zu unterbinden.

Im Baso Chhu Projekt geschieht dies durch einen Spülkanal in unmittelbarer Nähe des Triebwassereinlaufes. Die Sedimente werden in weiterer Folge über den Entsander zum Tosbecken transportiert. Im Zuge der Untersuchungen am physikalischen Modell wurde schließlich ein neues Design empfohlen, der Spülkanal wurde dabei unmittelbar unterhalb des Triebwassereinlaufes und ausserhalb des Entsanders positioniert (siehe Abb. 28.4).

Bei der Anlage HEP Arun 3 waren zunächst vier Schleusen unter dem Einlaufbauwerk gelegen. Im Zuge der Stauraumspülung stellte sich bei dieser Ausführung ein Kolk an der Stauraumsohle ein, wodurch die Freihaltung des Einlaufes gewährleistet wurde. Jeweils zwei Schleusen führten in einen Kanal und weiter in ein Tosbecken, in welchem die Ablagerung des eingetragenen Materials erfolgt. Auf Basis der Erkenntnisse aus den Modellversuchen wurde schließlich nur 3 Schleusen errichtet, welche jeweils in einen separaten Kanal führen und weiter in das Tosbecken münden.

Die Effizienz des Sandfangs nach dem Einlaufbauwerk war ebenfalls Gegenstand der Untersuchungen (siehe Abb. 28.2 und Abb. 28.4).

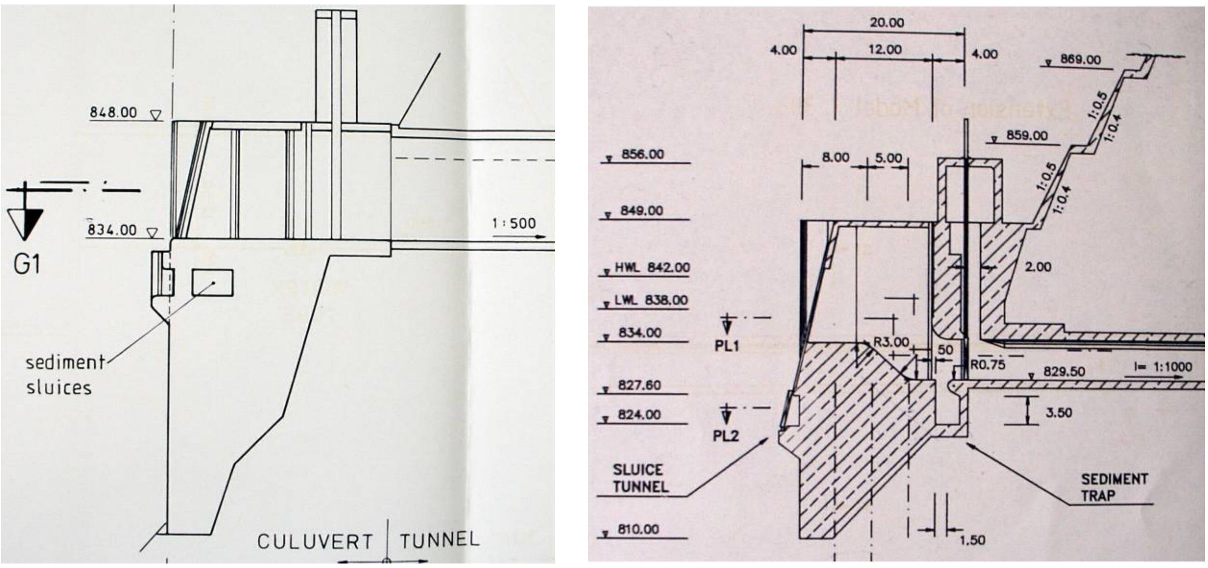


Abb. 28.2: HEP Arun 3 Einlauf: Ursprüngliches Design (links) und optimiertes Design (rechts)

28.4.3 Übergangsbauwerk (Arun) und Einlaufbauwerk (Baso Chhu)

Übergangsbauwerke bzw. Einlaufbauwerke sind nach Möglichkeit so zu gestalten, dass eine gleichmäßige bzw. turbulenzfreie Anströmung der Entsanderkammer gewährleistet wird.

Bei der HEP Arun 3-Anlage verursachte die Kurve des Übergangsbauwerks zunächst eine asymmetrische Anströmung der Entsanderkammer (siehe Abb. 28.3). Die ersten Versuche zeigten eine turbulente Strömung über die gesamte Entsanderkammerlänge. Die Änderung der Geometrie des Übergangsbauwerksund und die Verwendung von zusätzlichen Elementen verbesserten die Anströmungsverhältnisse nur unwesentlich: der Übergang in die Kammer wurde dahingehend geändert bzw. verbreitert, dass er nicht mehr in einer Kurve gelegen war. Im Weiteren erfolgte eine Reduzierung des Kurvenradius im Übergangsbauwerk.

Zufriedenstellende Ergebnisse konnten allerdings erst durch den Einbau von zusätzlichen Bauteilen (sieben unterschiedliche Ausführungen von Gittern und Strahlablenkern am Eingang des Entsanders) erzielt werden. Mit dieser endgültigen Struktur erfolgt eine vollständige Ablagerung der einströmenden Sedimente nach etwa 1/7 der Beckenlänge.

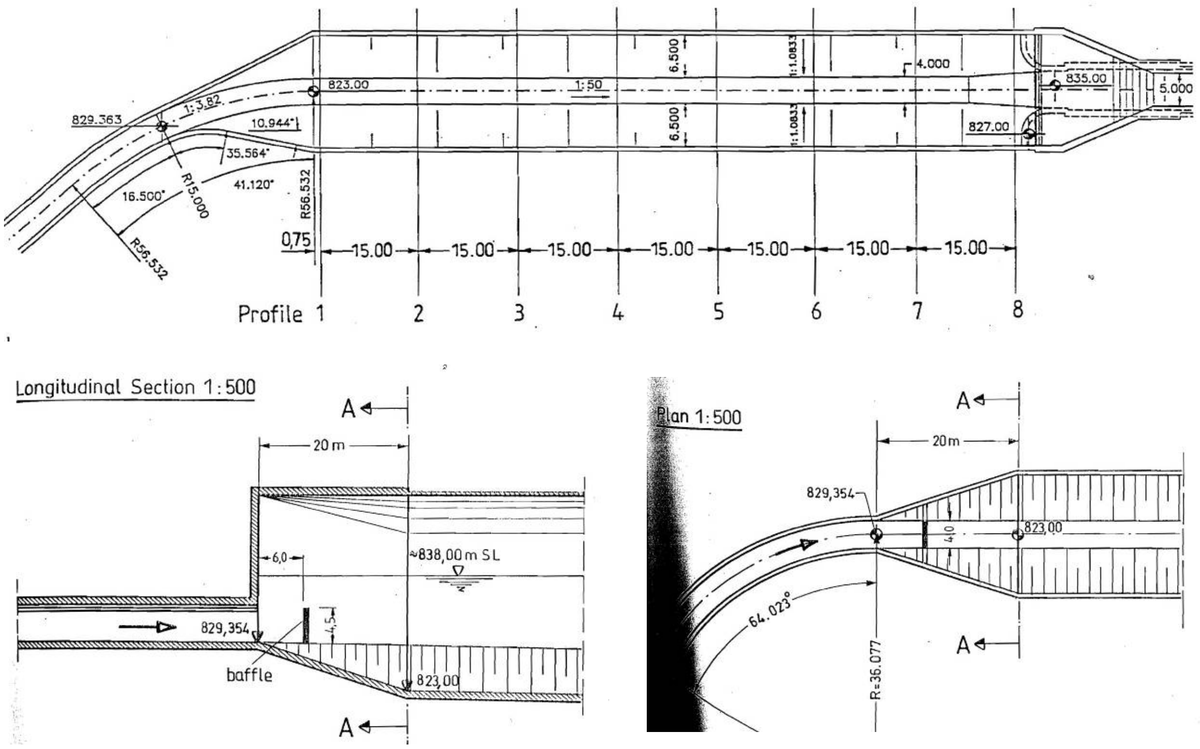


Abb. 28.3: HEP Arun 3 Entsanderbecken: erstes Design (oben) und optimiertes Design (unten)

Die ersten Versuche beim Baso Chhu Modell zeigten Turbulenzen im Entsanderbecken und eine ungenügende Wirkung der Spülung. Darüber hinaus blieb eine Schicht von Sedimenten im Einlaufkanal. Der Einlaufkanal wurde deshalb folgendermaßen modifiziert:

- Eine Rampe wurde vor dem Entsander errichtet.
- Eine Buhne wurde errichtet, um die Anströmung in Richtung Einlaufbauwerk zu verbessern.
- Der Einlauf wurde senkrecht zur Strömungsrichtung ausgerichtet.
- Die Einlauföffnung wurde vergrößert.
- Der Spülkanal wurde außerhalb des Einlaufbereichs positioniert.
- Das Wehr wurde 7,55 m (Naturmaßstab) in Richtung flussaufwärts positioniert.
- Leitwände wurden am Eingang der Entsanderkammer errichtet.

Das endgültige Design des Modells findet sich in **Abb. 28.4** dargestellt.

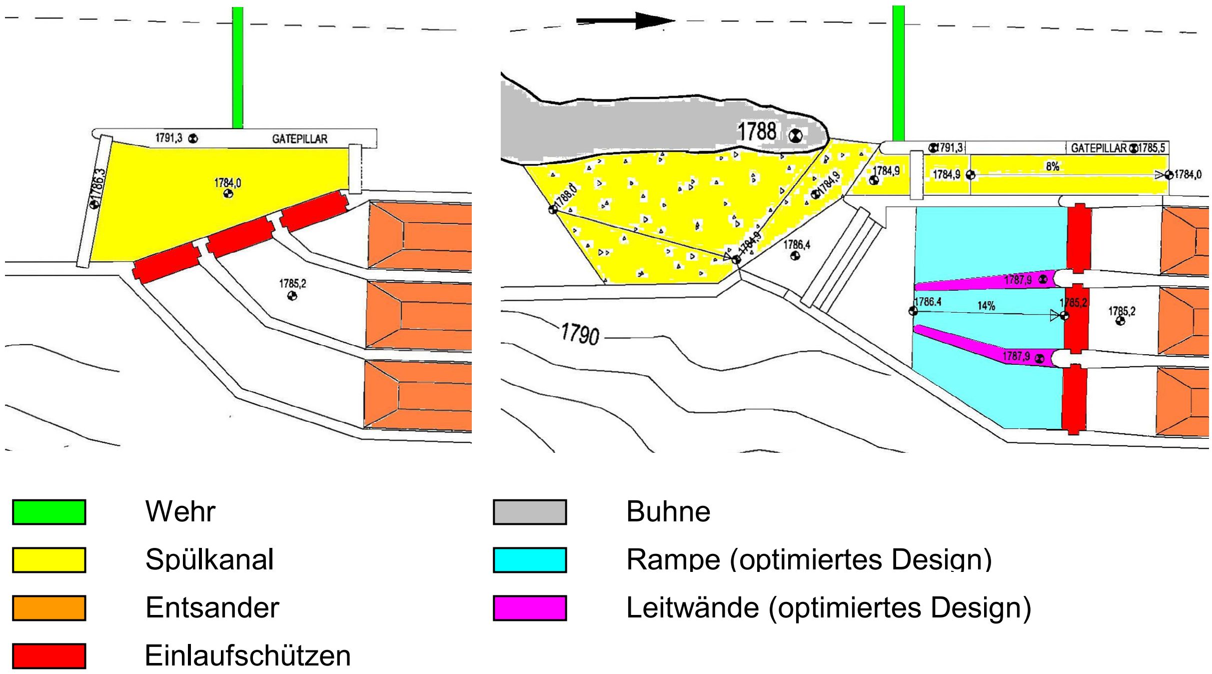


Abb. 28.4: Baso Chhu Einlauf: erstes Design (links) und neues Design (rechts)

28.4.4 Spülung der Entsanderkammer

Bei der Anlage Baso Chhu erfolgt der Spülvorgang für jede der drei Kammern nach dem folgenden Prinzip:

- Vollständiger Betrieb zweier Kammern.
- Teilweises Schließen des Einlaufschützes der dritten Entsanderkammer.
- Schließen des Schützes der dritten Kammer vor dem Triebwasserstollen.
- Öffnung des Spülschützes

Beim HEP-Arun 3 Modell wurde das Spülverhalten bei unterschiedlichen Hubgeschwindigkeiten der Drucksegmente untersucht. Auf Basis einer Versuchsreihe mit Hubgeschwindigkeiten zwischen 8 und 27 cm/min wurde eine optimale Öffnungsgeschwindigkeit der Drucksegmente von 10 cm/min festgestellt.

28.5 Zusammenfassung und Ausblick

Bei den beiden Modellversuchen HEP Arun 3 und Baso Chhu wurden für die Optimierung der Einlaufbauwerke bzw. Spül- und Entsanderanlagen verschiedene Ausführungsvarianten untersucht, um vorwiegend zwei Ziele zu erreichen: die bestmögliche Spülung von Sedimenten aus dem Stauraum sowie eine wirkungsvolle Anordnung bzw. Ausführung der Entsanderkammern. In den endgültigen Designs gewährleisten die optimierten Schleusen bzw. Spülkanäle eine optimale Stauraumspülung. Die An-

strömung des Entsanders wurde im Hinblick auf turbulenzfreie gleichmäßige Strömungsverhältnisse optimiert (HEP Arun 3). Darüber hinaus wurde eine Rampe positioniert, um die Strömung bei der Spülung zu drosseln. Vorschläge zu effizienten Öffnung der Spülschützen werden in beiden Berichten ebenfalls vorgeschlagen.

Der Vergleich dieser beiden Studien zeigt die generellen Problemstellungen bei der Projektierung von Einlaufbauwerken bzw. Spüleinrichtungen auf und verdeutlicht insbesondere die Notwendigkeit von Modellversuchen zur Anlagenoptimierung.

28.6 Literatur

Strobl, T. (1991). Versuchsanstalt für Wasserbau der Techniche Universität München-Obernach, Bericht 302. HEP Arun 3 – Hydraulic Model Tests

Scheuerlein, H. (2000). Institüt für Wasserbau, Universität Innsbruck. Scale model test Baso Chhu - Final Report

Rinzin, C. (2010). „Curent and future hydrodevelopment in Bhutan“ Hydropower and Dams, Issue Two, 2010, 67-72

29 Messen aus Photos im wasserbaulichen Versuchswesen mit der Software Monobild

Michael Mett

Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck

29.1 Kurzfassung

Mit Hilfe von Photos können die einzelnen Stadien eines wasserbaulichen Versuchs schnell und ohne großen Aufwand dokumentiert werden. Entzerrte und maßstäbliche Photographien ermöglichen weiterhin das Messen von Details innerhalb des Photos. Besonders bei Versuchen mit Geschiebetransport bietet sich das photogrammetrische Verfahren an um Morphologieänderungen zu messen und zu beurteilen. In diesem Beitrag wird die photogrammetrische Software Monobild vorgestellt, die am Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck zur Auswertung von wasserbaulichen Versuchen verwendet wird.

29.2 Abstract

With the help of photos, hydraulic experiments can be documented rapidly and without great efforts. Furthermore deskewed and scaled photographs enable to measure details within the photo. Especially in experiments with sediment transport, photogrammetric techniques enable to measure and judge morphologic changes. In this paper the photogrammetric software Monobild is introduced which is used at the Unit of Hydraulic Engineering of University of Innsbruck to analyse hydraulic experiments.

29.3 Einleitung

29.3.1 Abbildungsfehler beim Photographieren

Jede Kameraoptik verursacht bei der Aufnahme Abbildungsfehler. Diese Abbildungsfehler umfassen Unschärfen, Farbsäume und Verzerrungen, die je nach Güte des optischen Systems mehr oder weniger stark ausgeprägt sind. Besonders die Objektivverzeichnung (Distorsion) führt zu geometrischen Abbildungsfehlern und damit zu Messungenauigkeiten im Bild. Die Objektivverzeichnung kann je nach eingesetztem Objektiv kissen- oder tonnenförmig sein (Abb. 29.1). Sie führt dazu, dass gerade Linien im Bild gekrümmt dargestellt werden und die Abbildungsmaßstäbe innerhalb des Bildes variieren. Die Verzeichnung ist für jedes Objektiv und jede Brennweite spezifisch. Für die photogrammetrische Auswertung sollten daher Objektive mit festen Brennweiten

verwendet werden oder ein Zoomobjektiv bei der gewünschten Brennweite fixiert werden. Die Verzeichnung kann mit Hilfe eines Referenzbildes von Monobild berechnet werden und mathematisch korrigiert werden (Monobild, 2003).

Neben der Kameraverzeichnung führt auch die perspektivische Verzerrung zu unmaßstäblichen Abbildungen im Photo. Diese entsteht durch die Kameraperspektive und führt zu fluchtenden und geometrisch komplex verzerrten Photos (Abb. 29.1). Die perspektivische Verzerrung kann mit Hilfe von Passpunkten korrigiert werden. Dies sind Punkte mit genau bekannter räumlicher Lage die bei der Photographie mit aufgenommen werden. Den Punkten im Bild werden bei der Entzerrung die Positionen in einem Koordinatensystem zugewiesen. Damit entstehen maßstäbliche Abbildungen des aufgenommenen Objekts in welchen auch Punkte, Entfernungen und Flächen gemessen werden können.

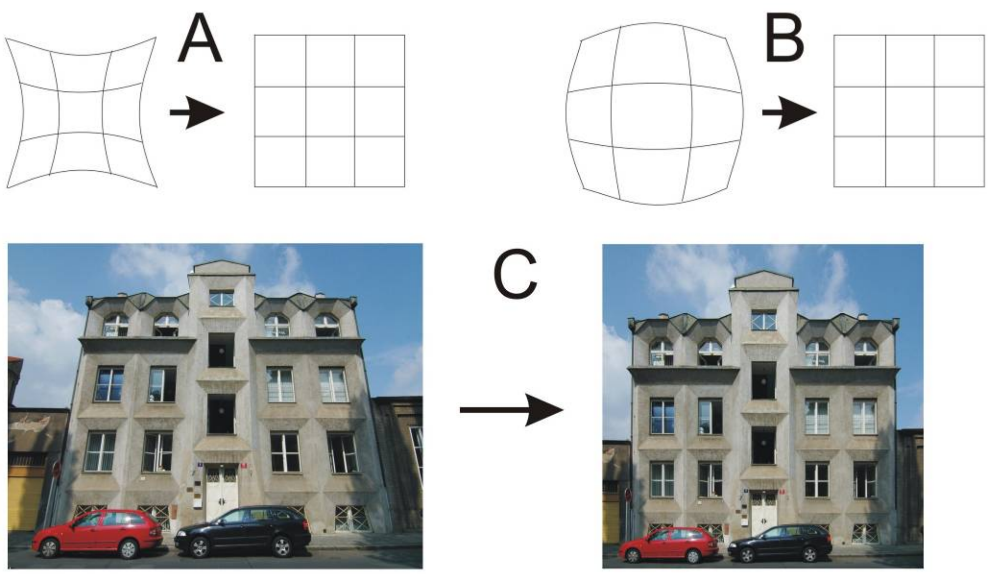


Abb. 29.1: Abbildungsfehler in Photographien und deren Entzerrung. A = kissenförmige-, B = tonnenförmige Verzerrung der Optik; C = perspektivische Verzerrung einer stark nach oben stürzenden Aufnahme.

29.3.2 Korrektur der Kameraverzeichnung

Als Versuchskamera des Arbeitsbereichs für Wasserbau wurde eine Olympus SP550UZ mit einer Auflösung von 6 Mio. Pixel verwendet. Zur Korrektur der Kameraverzeichnung wurde ein mit Zentimeterraster bedrucktes Papier lotrecht photographiert (Abb. 29.2). Um Wellenbildung am Papier zu vermeiden wurde dieses auf einer versteiften Unterlage aufgebracht. In Monobild wurden anschließend 108 gleichmäßig über den Bildausschnitt verteilte Punkte des Referenzphotos ausgewählt, deren Pixelkoordinaten mit metrischen Koordinaten im cm-System korreliert wurden (Abb. 29.2). Monobild berechnete aus der Abweichung zwischen Pixelwerten und absoluten Koor-

dinaten eine Eich-Datei, die für die Kamera spezifisch ist und bei jeder Verzeichniskorrektur zum Einsatz kommt.

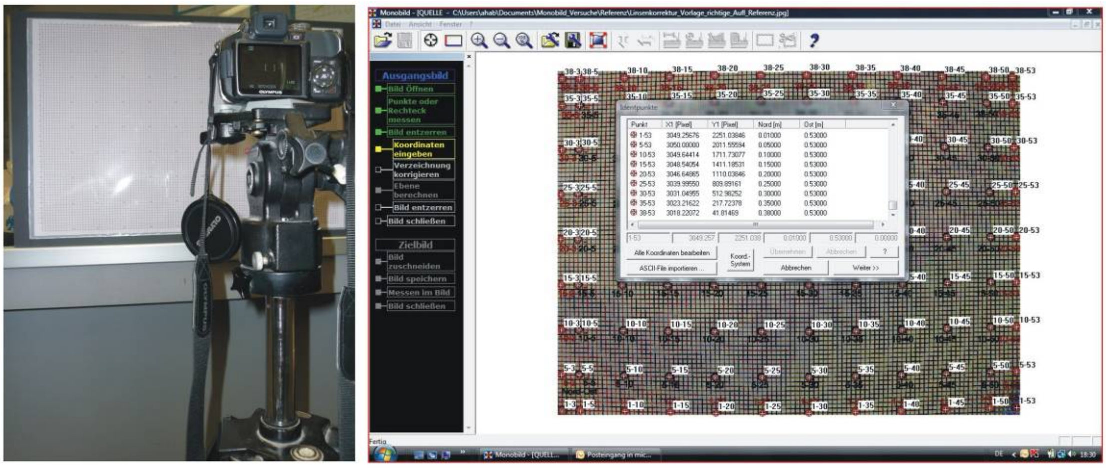


Abb. 29.2: links: Aufnahme des Referenzphotos von einem Stativ. rechts: Ausschnitt des Referenzphotos bei der Erstellung der Eich-Datei.

29.4 Anwendung von Monobild beim Modellversuch Bezau

29.4.1 Der Modellversuch Bezau

Bezau ist ein physikalischer Großversuch, bei dem Sedimantanlandungen in einer Entsanderkammer für eine Wasserkraftwerksüberleitung untersucht werden. Der Versuch wird bei Ravazzini (2010) eingehend beschrieben. Der betrachtete Bereich der Entsanderkammer umfasst etwa 1,2 mal 0,9 m (Abb. 29.3). Um den Bereich gleichmäßig von einer Position aufnehmen zu können, wurde ein massives Kamerastativ seitlich am Modellversuch montiert. Nach jeder Belastungsstufe im Versuch wurde ein lotrechtes Photo von der Entsanderkammer genommen.

29.4.2 Passpunkte für die Bildentzerrung und Bildmaßstäbe

Für die geometrische Bildentzerrung wurden insgesamt 22 Passpunkte in Form von Kreuzschlitzschrauben an den PVC-Aufbauten des Modellversuchs angebracht (Abb. 29.3). Das Zentrum der Schrauben wurde mit einem Theodoliten in sub-Millimetergenauigkeit vermessen. Da die Passpunkte etwa 15 cm über der Messebene liegen ergeben sich zwei unterschiedliche Größenmaßstäbe in beiden Ebenen. Die geometrische Beziehung zwischen Messebene und der Ebene der Passpunkte wurde ermittelt indem Größenmaßstäbe auf beiden Ebenen angebracht wurden. Der Vergleich ergab, dass die auf der unteren Ebene gemessenen Ergebnisse mit dem Faktor 1,15 multipliziert werden müssen um den Naturmaßstab zu erhalten.

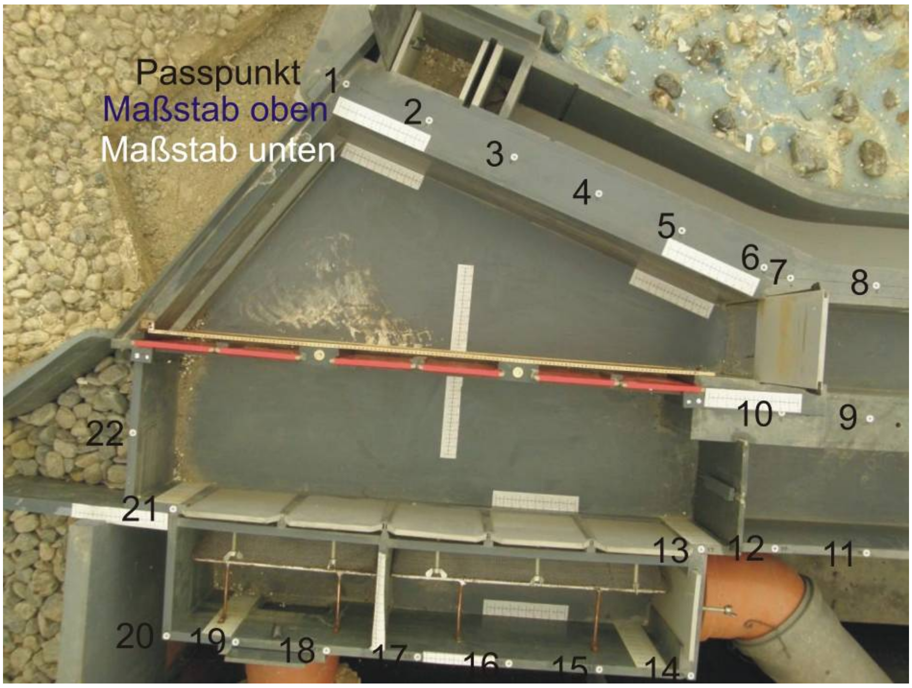


Abb. 29.3: Entsanderkammer von Bezau mit Passpunkten und Maßstäben auf Messebene (unten) bzw. auf der Ebene der Bildentzerrung (oben).

29.4.3 Entzerrung der Photos und Maßstabszuweisung

Für die geometrische Entzerrung wurden die einzelnen Photos in Monobild eingeladen und die gemessenen Position der Passpunkte den im Photo sichtbaren Passpunkten zugewiesen. Zur Entzerrung der Kameraverzeichnung wurde anschließend die Eich-Datei der Laborkamera verwendet. Nach erfolgter Entzerrung wurden die Photos als „.jpg“ abgespeichert und anschließend in Adobe Photoshop geladen. In Photoshop wurde den entzerrten Photos der Originalmaßstab des Bildausschnitts im Modellversuch zugewiesen, d.h. 1,2 m mal 0,9 m. Im Originalmaßstab war es nun möglich, die exakten Ausmessungen von Versuchsdetails zu ermitteln, indem der Messwert mit dem Maßstabsfaktor 1,15 multipliziert wurde.

29.4.4 Messungen

Die eigentlichen Messungen innerhalb der Photos wurden in Adobe Acrobat ausgeführt. Acrobat besitzt ein Skalierungswerkzeug, mit dem die Details komfortabel ausgemessen werden konnten (Abb. **29.4**). Der Vorteil dieser Methode ist, dass die Messungen später als „.pdf“ abgespeichert werden können und somit jederzeit nachzuvollziehen sind. Referenzmessungen im Modellversuch ergaben, dass die Messgenauigkeit im Photo im sub-Millimeterbereich liegt.

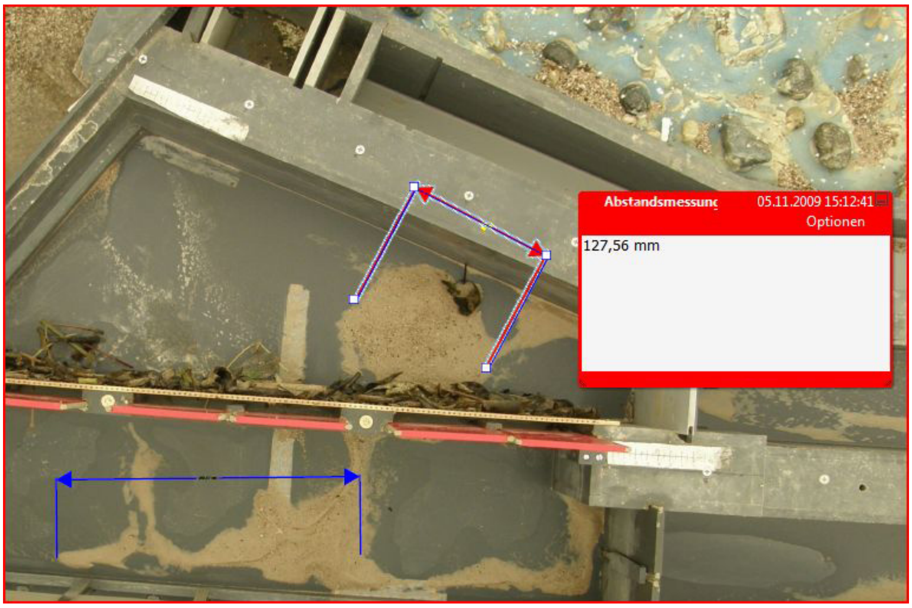


Abb. 29.4: Messungen von Sedimentanlandungen im entzerrten Photo mit Acrobat.

29.5 Fazit

Mononbild ist eine einfach zu bedienende und relativ kostengünstige Software um geometrische und kameraspezifische Abbildungsfehler zu korrigieren und Messungen im Photo durchzuführen. In wasserbaulichen Versuchen ermöglicht die Software, Versuchsdetails maßstabsgetreu und zeitnah zu dokumentieren. Besonders bei Versuchen zum Sedimenttransport stellte sich Monobild als ein sehr wertvolles Hilfsmittel heraus.

29.6 Literatur

Monobild (2003): „Digitale Bildentzerrung für Architektur und Baugewerbe“. Benutzerhandbuch. IDC EDV GmbH, Imst, Österreich.

Ravazzini, Claudio (2010): „Development of a Physical Model for flood defense in the Bregenzer River“ im Tagungsband des JuWi Treffens Stuttgart, 11.8. - 14.8. 2010.

Institut für Wasserbau
Universität Stuttgart

Pfaffenwaldring 61
70569 Stuttgart (Vaihingen)
Telefon (0711) 685 - 64717/64749/64752/64679
Telefax (0711) 685 - 67020 o. 64746 o. 64681
E-Mail: iws@iws.uni-stuttgart.de
http://www.iws.uni-stuttgart.de

Verzeichnis der Mitteilungshefte

1 Röhnisch, Arthur: *Die Bemühungen um eine Wasserbauliche Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart*, und
Fattah Abouleid, Abdel: *Beitrag zur Berechnung einer in lockeren Sand gerammten, zweifach verankerten Spundwand*, 1963

2 Marotz, Günter: *Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau*, 1964

3 Gurr, Siegfried: *Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter ebener Flächentragwerke unter besonderer Berücksichtigung ebener Stauwände, mit Hilfe von Randwert- und Lastwertmatrizen*, 1965

4 Plica, Peter: *Ein Beitrag zur Anwendung von Schalenkonstruktionen im Stahlwasserbau*, und Petrikat, Kurt: *Möglichkeiten und Grenzen des wasserbaulichen Versuchswesens*, 1966

5 Plate, Erich: *Beitrag zur Bestimmung der Windgeschwindigkeitsverteilung in der durch eine Wand gestörten bodennahen Luftschicht*,
und
Röhnisch, Arthur; Marotz, Günter: *Neue Baustoffe und Bauausführungen für den Schutz der Böschungen und der Sohle von Kanälen, Flüssen und Häfen; Gestehungskosten und jeweilige Vorteile*, sowie Unny, T.E.: *Schwingungsuntersuchungen am Kegelstrahlschieber*, 1967

6 Seiler, Erich: *Die Ermittlung des Anlagenwertes der bundeseigenen Binnenschiffahrtsstraßen und Talsperren und des Anteils der Binnenschiffahrt an diesem Wert*, 1967

7 *Sonderheft anläßlich des 65. Geburtstages von Prof. Arthur Röhnisch mit Beiträgen von* Benk, Dieter; Breitling, J.; Gurr, Siegfried; Haberhauer, Robert; Honekamp, Hermann; Kuz, Klaus Dieter; Marotz, Günter; Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg; Miller, Rudolf; Plate, Erich J.; Radomski, Helge; Schwarz, Helmut; Vollmer, Ernst; Wildenhahn, Eberhard; 1967

8 Jumikis, Alfred: *Beitrag zur experimentellen Untersuchung des Wassernachschubs in einem gefrierenden Boden und die Beurteilung der Ergebnisse*, 1968

9 Marotz, Günter: *Technische Grundlagen einer Wasserspeicherung im natürlichen Untergrund*, 1968

10 Radomski, Helge: *Untersuchungen über den Einfluß der Querschnittsform wellenförmiger Spundwände auf die statischen und rammtechnischen Eigenschaften*, 1968

11 Schwarz, Helmut: *Die Grenztragfähigkeit des Baugrundes bei Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als zweidimensionales Bruchproblem*, 1969

12 Erbel, Klaus: *Ein Beitrag zur Untersuchung der Metamorphose von Mittelgebirgsschneedecken unter besonderer Berücksichtigung eines Verfahrens zur Bestimmung der thermischen Schneequalität*, 1969

13 Westhaus, Karl-Heinz: *Der Strukturwandel in der Binnenschiffahrt und sein Einfluß auf den Ausbau der Binnenschiffskanäle*, 1969

14 Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg: *Ein Beitrag zur Berechnung des Erdwiderstandes unter Ansatz der logarithmischen Spirale als Gleitflächenfunktion*, 1970

15 Schulz, Manfred: *Berechnung des räumlichen Erddruckes auf die Wandung kreiszylindrischer Körper*, 1970

16 Mobasseri, Manoutschehr: *Die Rippenstützmauer. Konstruktion und Grenzen ihrer Standsicherheit*, 1970

17 Benk, Dieter: *Ein Beitrag zum Betrieb und zur Bemessung von Hochwasserrückhaltebecken*, 1970

18 Gàl, Attila: *Bestimmung der mitschwingenden Wassermasse bei überströmten Fischbauchklappen mit kreiszylindrischem Staublech*, 1971, vergriffen

19 Kuz, Klaus Dieter: *Ein Beitrag zur Frage des Einsetzens von Kavitationserscheinungen in einer Düsenströmung bei Berücksichtigung der im Wasser gelösten Gase*, 1971, vergriffen

20 Schaak, Hartmut: *Verteilleitungen von Wasserkraftanlagen*, 1971

21 *Sonderheft zur Eröffnung der neuen Versuchsanstalt des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart mit Beiträgen von* Brombach, Hansjörg; Dirksen, Wolfram; Gàl, Attila; Gerlach, Reinhard; Giesecke, Jürgen; Holthoff, Franz-Josef; Kuz, Klaus Dieter; Marotz, Günter; Minor, Hans-Erwin; Petrikat, Kurt; Röhnisch, Arthur; Rueff, Helge; Schwarz, Helmut; Vollmer, Ernst; Wildenhahn, Eberhard; 1972

22 Wang, Chung-su: *Ein Beitrag zur Berechnung der Schwingungen an Kegelstrahlschiebern*, 1972

23 Mayer-Vorfelder, Hans-Jörg: *Erdwiderstandsbeiwerte nach dem Ohde-Variationsverfahren*, 1972

24 Minor, Hans-Erwin: *Beitrag zur Bestimmung der Schwingungsanfachungsfunktionen überströmter Stauklappen*, 1972, vergriffen

25 Brombach, Hansjörg: *Untersuchung strömungsmechanischer Elemente (Fluidik) und die Möglichkeit der Anwendung von Wirbelkammerelementen im Wasserbau*, 1972, vergriffen

26 Wildenhahn, Eberhard: *Beitrag zur Berechnung von Horizontalfilterbrunnen*, 1972

27 Steinlein, Helmut: *Die Eliminierung der Schwebstoffe aus Flußwasser zum Zweck der unterirdischen Wasserspeicherung, gezeigt am Beispiel der Iller*, 1972

28 Holthoff, Franz Josef: *Die Überwindung großer Hubhöhen in der Binnenschiffahrt durch Schwimmerhebewerke*, 1973

29 Röder, Karl: *Einwirkungen aus Baugrundbewegungen auf trog- und kastenförmige Konstruktionen des Wasser- und Tunnelbaues*, 1973

30 Kretschmer, Heinz: *Die Bemessung von Bogenstaumauern in Abhängigkeit von der Talform*, 1973

31 Honekamp, Hermann: *Beitrag zur Berechnung der Montage von Unterwasserpipelines*, 1973

32 Giesecke, Jürgen: *Die Wirbelkammertriode als neuartiges Steuerorgan im Wasserbau*, und Brombach, Hansjörg: *Entwicklung, Bauformen, Wirkungsweise und Steuereigenschaften von Wirbelkammerverstärkern*, 1974

33 Rueff, Helge: *Untersuchung der schwingungserregenden Kräfte an zwei hintereinander angeordneten Tiefschützen unter besonderer Berücksichtigung von Kavitation*, 1974

34 Röhnisch, Arthur: *Einpreßversuche mit Zementmörtel für Spannbeton - Vergleich der Ergebnisse von Modellversuchen mit Ausführungen in Hüllwellrohren*, 1975

35 *Sonderheft anläßlich des 65. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. Kurt Petrikat mit Beiträgen von*: Brombach, Hansjörg; Erbel, Klaus; Flinspach, Dieter; Fischer jr., Richard; Gàl, Attila; Gerlach, Reinhard; Giesecke, Jürgen; Haberhauer, Robert; Hafner Edzard; Hausenblas, Bernhard; Horlacher, Hans-Burkhard; Hutarew, Andreas; Knoll, Manfred; Krummet, Ralph; Marotz, Günter; Merkle, Theodor; Miller, Christoph; Minor, Hans-Erwin; Neumayer, Hans; Rao, Syamala; Rath, Paul; Rueff, Helge; Ruppert, Jürgen; Schwarz, Wolfgang; Topal-Gökceli, Mehmet; Vollmer, Ernst; Wang, Chung-su; Weber, Hans-Georg; 1975

36 Berger, Jochum: *Beitrag zur Berechnung des Spannungszustandes in rotationssymmetrisch belasteten Kugelschalen veränderlicher Wandstärke unter Gas- und Flüssigkeitsdruck durch Integration schwach singulärer Differentialgleichungen*, 1975

37 Dirksen, Wolfram: *Berechnung instationärer Abflußvorgänge in gestauten Gerinnen mittels Differenzenverfahren und die Anwendung auf Hochwasserrückhaltebecken*, 1976

38 Horlacher, Hans-Burkhard: *Berechnung instationärer Temperatur- und Wärmespannungsfelder in langen mehrschichtigen Hohlzylindern*, 1976

39 Hafner, Edzard: *Untersuchung der hydrodynamischen Kräfte auf Baukörper im Tiefwasserbereich des Meeres*, 1977, ISBN 3-921694-39-6

40 Ruppert, Jürgen: *Über den Axialwirbelkammerverstärker für den Einsatz im Wasserbau*, 1977, ISBN 3-921694-40-X

41 Hutarew, Andreas: *Beitrag zur Beeinflußbarkeit des Sauerstoffgehalts in Fließgewässern an Abstürzen und Wehren*, 1977, ISBN 3-921694-41-8, vergriffen

42 Miller, Christoph: *Ein Beitrag zur Bestimmung der schwingungserregenden Kräfte an unterströmten Wehren*, 1977, ISBN 3-921694-42-6

43 Schwarz, Wolfgang: *Druckstoßberechnung unter Berücksichtigung der Radial- und Längsverschiebungen der Rohrwandung*, 1978, ISBN 3-921694-43-4

44 Kinzelbach, Wolfgang: *Numerische Untersuchungen über den optimalen Einsatz variabler Kühlsysteme einer Kraftwerkskette am Beispiel Oberrhein*, 1978, ISBN 3-921694-44-2

45 Barczewski, Baldur: *Neue Meßmethoden für Wasser-Luftgemische und deren Anwendung auf zweiphasige Auftriebsstrahlen*, 1979, ISBN 3-921694-45-0

46 Neumayer, Hans: *Untersuchung der Strömungsvorgänge in radialen Wirbelkammerverstärkern*, 1979, ISBN 3-921694-46-9

47 Elalfy, Youssef-Elhassan: *Untersuchung der Strömungsvorgänge in Wirbelkammerdioden und -drosseln*, 1979, ISBN 3-921694-47-7

48 Brombach, Hansjörg: *Automatisierung der Bewirtschaftung von Wasserspeichern*, 1981, ISBN 3-921694-48-5

49 Geldner, Peter: *Deterministische und stochastische Methoden zur Bestimmung der Selbstdichtung von Gewässern*, 1981, ISBN 3-921694-49-3, vergriffen

50 Mehlhorn, Hans: *Temperaturveränderungen im Grundwasser durch Brauchwassereinleitungen*, 1982, ISBN 3-921694-50-7, vergriffen

51 Hafner, Edzard: *Rohrleitungen und Behälter im Meer*, 1983, ISBN 3-921694-51-5

52 Rinnert, Bernd: *Hydrodynamische Dispersion in porösen Medien: Einfluß von Dichteunterschieden auf die Vertikalvermischung in horizontaler Strömung*, 1983, ISBN 3-921694-52-3, vergriffen

53 Lindner, Wulf: *Steuerung von Grundwasserentnahmen unter Einhaltung ökologischer Kriterien*, 1983, ISBN 3-921694-53-1, vergriffen

54 Herr, Michael; Herzer, Jörg; Kinzelbach, Wolfgang; Kobus, Helmut; Rinnert, Bernd: *Methoden zur rechnerischen Erfassung und hydraulischen Sanierung von Grundwasserkontaminationen*, 1983, ISBN 3-921694-54-X

55 Schmitt, Paul: *Wege zur Automatisierung der Niederschlagsermittlung*, 1984, ISBN 3-921694-55-8, vergriffen

56 Müller, Peter: *Transport und selektive Sedimentation von Schwebstoffen bei gestautem Abfluß*, 1985, ISBN 3-921694-56-6

57 El-Qawasmeh, Fuad: *Möglichkeiten und Grenzen der Tropfbewässerung unter besonderer Berücksichtigung der Verstopfungsanfälligkeit der Tropfelemente*, 1985, ISBN 3-921694-57-4, vergriffen

58 Kirchenbaur, Klaus: *Mikroprozessorgesteuerte Erfassung instationärer Druckfelder am Beispiel seegangsbelasteter Baukörper*, 1985, ISBN 3-921694-58-2

59 Kobus, Helmut (Hrsg.): *Modellierung des großräumigen Wärme- und Schadstofftransports im Grundwasser*, Tätigkeitsbericht 1984/85 (DFG-Forschergruppe an den Universitäten Hohenheim, Karlsruhe und Stuttgart), 1985, ISBN 3-921694-59-0, vergriffen

60 Spitz, Karlheinz: *Dispersion in porösen Medien: Einfluß von Inhomogenitäten und Dichteunterschieden*, 1985, ISBN 3-921694-60-4, vergriffen

61 Kobus, Helmut: *An Introduction to Air-Water Flows in Hydraulics*, 1985, ISBN 3-921694-61-2

62 Kaleris, Vassilios: *Erfassung des Austausches von Oberflächen- und Grundwasser in horizontalebenen Grundwassermodellen*, 1986, ISBN 3-921694-62-0

63 Herr, Michael: *Grundlagen der hydraulischen Sanierung verunreinigter Porengrundwasserleiter*, 1987, ISBN 3-921694-63-9

64 Marx, Walter: *Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge Hydratation*, 1987, ISBN 3-921694-64-7

65 Koschitzky, Hans-Peter: *Dimensionierungskonzept für Sohlbelüfter in Schußrinnen zur Vermeidung von Kavitationsschäden*, 1987, ISBN 3-921694-65-5

66 Kobus, Helmut (Hrsg.): *Modellierung des großräumigen Wärme- und Schadstofftransports im Grundwasser*, Tätigkeitsbericht 1986/87 (DFG-Forschergruppe an den Universitäten Hohenheim, Karlsruhe und Stuttgart) 1987, ISBN 3-921694-66-3

67 Söll, Thomas: *Berechnungsverfahren zur Abschätzung anthropogener Temperaturanomalien im Grundwasser*, 1988, ISBN 3-921694-67-1

68 Dittrich, Andreas; Westrich, Bernd: *Bodenseeufererosion, Bestandsaufnahme und Bewertung*, 1988, ISBN 3-921694-68-X, vergriffen

69 Huwe, Bernd; van der Ploeg, Rienk R.: *Modelle zur Simulation des Stickstoffhaushaltes von Standorten mit unterschiedlicher landwirtschaftlicher Nutzung*, 1988, ISBN 3-921694-69-8, vergriffen

70 Stephan, Karl: *Integration elliptischer Funktionen*, 1988, ISBN 3-921694-70-1

71 Kobus, Helmut; Zilliox, Lothaire (Hrsg.): *Nitratbelastung des Grundwassers, Auswirkungen der Landwirtschaft auf die Grundwasser- und Rohwasserbeschaffenheit und Maßnahmen zum Schutz des Grundwassers*. Vorträge des deutsch-französischen Kolloquiums am 6. Oktober 1988, Universitäten Stuttgart und Louis Pasteur Strasbourg (Vorträge in deutsch oder französisch, Kurzfassungen zweisprachig), 1988, ISBN 3-921694-71-X

72 Soyeaux, Renald: *Unterströmung von Stauanlagen auf klüftigem Untergrund unter Berücksichtigung laminarer und turbulenter Fließzustände*,1991, ISBN 3-921694-72-8

73 Kohane, Roberto: *Berechnungsmethoden für Hochwasserabfluß in Fließgewässern mit überströmten Vorländern*, 1991, ISBN 3-921694-73-6

74 Hassinger, Reinhard: *Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen in flexibler Bauweise*, 1991, ISBN 3-921694-74-4, vergriffen

75 Schäfer, Gerhard: *Einfluß von Schichtenstrukturen und lokalen Einlagerungen auf die Längsdispersion in Porengrundwasserleitern*, 1991, ISBN 3-921694-75-2

76 Giesecke, Jürgen: *Vorträge, Wasserwirtschaft in stark besiedelten Regionen; Umweltforschung mit Schwerpunkt Wasserwirtschaft*, 1991, ISBN 3-921694-76-0

77 Huwe, Bernd: *Deterministische und stochastische Ansätze zur Modellierung des Stickstoffhaushalts landwirtschaftlich genutzter Flächen auf unterschiedlichem Skalenniveau*, 1992, ISBN 3-921694-77-9, vergriffen

78 Rommel, Michael: *Verwendung von Kluftdaten zur realitätsnahen Generierung von Kluftnetzen mit anschließender laminar-turbulenter Strömungsberechnung*, 1993, ISBN 3-92 1694-78-7

79 Marschall, Paul: *Die Ermittlung lokaler Stofffrachten im Grundwasser mit Hilfe von Einbohrloch-Meßverfahren*, 1993, ISBN 3-921694-79-5, vergriffen

80 Ptak, Thomas: *Stofftransport in heterogenen Porenaquiferen: Felduntersuchungen und stochastische Modellierung*, 1993, ISBN 3-921694-80-9, vergriffen

81 Haakh, Frieder: *Transientes Strömungsverhalten in Wirbelkammern,* 1993, ISBN 3-921694-81-7

82 Kobus, Helmut; Cirpka, Olaf; Barczewski, Baldur; Koschitzky, Hans-Peter: *Versucheinrichtung zur Grundwasser und Altlastensanierung VEGAS, Konzeption und Programmrahmen*, 1993, ISBN 3-921694-82-5

83 Zang, Weidong: *Optimaler Echtzeit-Betrieb eines Speichers mit aktueller Abflußregenerierung*, 1994, ISBN 3-921694-83-3, vergriffen

84 Franke, Hans-Jörg: *Stochastische Modellierung eines flächenhaften Stoffeintrages und Transports in Grundwasser am Beispiel der Pflanzenschutzmittelproblematik*, 1995, ISBN 3-921694-84-1

85 Lang, Ulrich: *Simulation regionaler Strömungs- und Transportvorgänge in Karstaquiferen mit Hilfe des Doppelkontinuum-Ansatzes: Methodenentwicklung und Parameteridentifikation*, 1995, ISBN 3-921694-85-X, vergriffen

86 Helmig, Rainer: *Einführung in die Numerischen Methoden der Hydromechanik*, 1996, ISBN 3-921694-86-8, vergriffen

87 Cirpka, Olaf: *CONTRACT: A Numerical Tool for Contaminant Transport and Chemical Transformations - Theory and Program Documentation -*, 1996, ISBN 3-921694-87-6

88 Haberlandt, Uwe: *Stochastische Synthese und Regionalisierung des Niederschlages für Schmutzfrachtberechnungen*, 1996, ISBN 3-921694-88-4

89 Croisé, Jean: *Extraktion von flüchtigen Chemikalien aus natürlichen Lockergesteinen mittels erzwungener Luftströmung*, 1996, ISBN 3-921694-89-2, vergriffen

90 Jorde, Klaus: *Ökologisch begründete, dynamische Mindestwasserregelungen bei Ausleitungskraftwerken*, 1997, ISBN 3-921694-90-6, vergriffen

91 Helmig, Rainer: *Gekoppelte Strömungs- und Transportprozesse im Untergrund - Ein Beitrag zur Hydrosystemmodellierung-*, 1998, ISBN 3-921694-91-4, vergriffen

92 Emmert, Martin: *Numerische Modellierung nichtisothermer Gas-Wasser Systeme in porösen Medien,* 1997, ISBN 3-921694-92-2

93 Kern, Ulrich: *Transport von Schweb- und Schadstoffen in staugeregelten Fließgewässern am Beispiel des Neckars*, 1997, ISBN 3-921694-93-0, vergriffen

94 Förster, Georg: *Druckstoßdämpfung durch große Luftblasen in Hochpunkten von Rohrleitungen 1997*, ISBN 3-921694-94-9

95 Cirpka, Olaf: *Numerische Methoden zur Simulation des reaktiven Mehrkomponententransports im Grundwasser*, 1997, ISBN 3-921694-95-7, vergriffen

96 Färber, Arne: *Wärmetransport in der ungesättigten Bodenzone: Entwicklung einer thermischen In-situ-Sanierungstechnologie*, 1997, ISBN 3-921694-96-5

97 Betz, Christoph: *Wasserdampfdestillation von Schadstoffen im porösen Medium: Entwicklung einer thermischen In-situ-Sanierungstechnologie*, 1998, ISBN 3-921694-97-3

98 Xu, Yichun: *Numerical Modeling of Suspended Sediment Transport in Rivers*, 1998, ISBN 3-921694-98-1, vergriffen

99 Wüst, Wolfgang: *Geochemische Untersuchungen zur Sanierung CKW-kontaminierter Aquifere mit Fe(0)-Reaktionswänden,* 2000, ISBN 3-933761-02-2

100 Sheta, Hussam: *Simulation von Mehrphasenvorgängen in porösen Medien unter Einbeziehung von Hysterese-Effekten*, 2000, ISBN 3-933761-03-4

101 Ayros, Edwin: *Regionalisierung extremer Abflüsse auf der Grundlage statistischer Verfahren*, 2000, ISBN 3-933761-04-2, vergriffen

102 Huber, Ralf: *Compositional Multiphase Flow and Transport in Heterogeneous Porous Media*, 2000, ISBN 3-933761-05-0

103 Braun, Christopherus: *Ein Upscaling-Verfahren für Mehrphasenströmungen in porösen Medien*, 2000, ISBN 3-933761-06-9

104 Hofmann, Bernd: *Entwicklung eines rechnergestützten Managementsystems zur Beurteilung von Grundwasserschadensfällen*, 2000, ISBN 3-933761-07-7

105 Class, Holger: *Theorie und numerische Modellierung nichtisothermer Mehrphasenprozesse in NAPL-kontaminierten porösen Medien,* 2001, ISBN 3-933761-08-5

106 Schmidt, Reinhard: *Wasserdampf- und Heißluftinjektion zur thermischen Sanierung kontaminierter Standorte*, 2001, ISBN 3-933761-09-3

107 Josef, Reinhold:, *Schadstoffextraktion mit hydraulischen Sanierungsverfahren unter Anwendung von grenzflächenaktiven Stoffen*, 2001, ISBN 3-933761-10-7

108 Schneider, Matthias: *Habitat- und Abflussmodellierung für Fließgewässer mit unscharfen Berechnungsansätzen*, 2001, ISBN 3-933761-11-5

109 Rathgeb, Andreas: *Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen*, 2001, ISBN 3-933761-12-3

110 Lang, Stefan: *Parallele numerische Simulation instätionärer Probleme mit adaptiven Methoden auf unstrukturierten Gittern*, 2001, ISBN 3-933761-13-1

111 Appt, Jochen; Stumpp Simone: *Die Bodensee-Messkampagne 2001, IWS/CWR Lake Constance Measurement Program 2001*, 2002, ISBN 3-933761-14-X

112 Heimerl, Stephan: *Systematische Beurteilung von Wasserkraftprojekten,* 2002, ISBN 3-933761-15-8

113 Iqbal, Amin: *On the Management and Salinity Control of Drip Irrigation,* 2002, ISBN 3-933761-16-6

114 Silberhorn-Hemminger, Annette: *Modellierung von Kluftaquifersystemen: Geostatistische Analyse und deterministisch-stochastische Kluftgenerierung,* 2002, ISBN 3-933761-17-4

115 Winkler, Angela: *Prozesse des Wärme- und Stofftransports bei der In-situ-Sanierung mit festen Wärmequellen,* 2003, ISBN 3-933761-18-2

116 Marx, Walter: *Wasserkraft, Bewässerung, Umwelt - Planungs- und Bewertungsschwerpunkte der Wasserbewirtschaftung,* 2003, ISBN 3-933761-19-0

117 Hinkelmann, Reinhard: *Efficient Numerical Methods and Information-Processing Techniques in Environment Water,* 2003, ISBN 3-933761-20-4

118 Samaniego-Eguiguren, Luis Eduardo: *Hydrological Consequences of Land Use / Land Cover and Climatic Changes in Mesoscale Catchments*, 2003, ISBN 3-933761-21-2

119 Neunhäuserer, Lina: *Diskretisierungsansätze zur Modellierung von Strömungs- und Transportprozessen in geklüftet-porösen Medien*, 2003, ISBN 3-933761-22-0

120 Paul, Maren: *Simulation of Two-Phase Flow in Heterogeneous Poros Media with Adaptive Methods*, 2003, ISBN 3-933761-23-9

121 Ehret, Uwe: *Rainfall and Flood Nowcasting in Small Catchments using Weather Radar*, 2003, ISBN 3-933761-24-7

122 Haag, Ingo: *Der Sauerstoffhaushalt staugeregelter Flüsse am Beispiel des Neckars - Analysen, Experimente, Simulationen -,* 2003, ISBN 3-933761-25-5

123 Appt, Jochen: *Analysis of Basin-Scale Internal Waves in Upper Lake Constance,* 2003, ISBN 3-933761-26-3

124 Hrsg.: Schrenk, Volker; Batereau, Katrin; Barczewski, Baldur; Weber, Karolin und Koschitzky, Hans-Peter: *Symposium Ressource Fläche und VEGAS - Statuskolloquium 2003, 30. September und 1. Oktober 2003,* 2003, ISBN 3-933761-27-1

125 Omar Khalil Ouda: *Optimisation of Agricultural Water Use: A Decision Support System for the Gaza Strip,* 2003, ISBN 3-933761-28-0

126 Batereau, Katrin: *Sensorbasierte Bodenluftmessung zur Vor-Ort-Erkundung von Schadensherden im Untergrund*, 2004, ISBN 3-933761-29-8

127 Witt, Oliver: *Erosionsstabilität von Gewässersedimenten mit Auswirkung auf den Stofftransport bei Hochwasser am Beispiel ausgewählter Stauhaltungen des Oberrheins*, 2004, ISBN 3-933761-30-1

128 Jakobs, Hartmut: *Simulation nicht-isothermer Gas-Wasser-Prozesse in komplexen Kluft-Matrix-Systemen*, 2004, ISBN 3-933761-31-X

129 Li, Chen-Chien: *Deterministisch-stochastisches Berechnungskonzept zur Beurteilung der Auswirkungen erosiver Hochwasserereignisse in Flussstauhaltungen,* 2004, ISBN 3-933761-32-8

130 Reichenberger, Volker; Helmig, Rainer; Jakobs, Hartmut; Bastian, Peter; Niessner, Jennifer: *Complex Gas-Water Processes in Discrete Fracture-Matrix Systems: Upscaling, Mass-Conservative Discretization and Efficient Multilevel Solution,* 2004, ISBN 3-933761-33-6

131 Hrsg.: Barczewski, Baldur; Koschitzky, Hans-Peter; Weber, Karolin; Wege, Ralf: *VEGAS - Statuskolloquium 2004,* Tagungsband zur Veranstaltung am 05. Oktober 2004 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2004, ISBN 3-933761-34-4

132 Asie, Kemal Jabir: *Finite Volume Models for Multiphase Multicomponent Flow through Porous Media*. 2005, ISBN 3-933761-35-2

133 Jacoub, George: *Development of a 2-D Numerical Module for Particulate Contaminant Transport in Flood Retention Reservoirs and Impounded Rivers,* 2004, ISBN 3-933761-36-0

134 Nowak, Wolfgang: *Geostatistical Methods for the Identification of Flow and Transport Parameters in the Subsurface,* 2005, ISBN 3-933761-37-9

135 Süß, Mia: *Analysis of the influence of structures and boundaries on flow and transport processes in fractured porous media*, 2005, ISBN 3-933761-38-7

136 Jose, Surabhin Chackiath: *Experimental Investigations on Longitudinal Dispersive Mixing in Heterogeneous Aquifers,* 2005, ISBN: 3-933761-39-5

137 Filiz, Fulya: *Linking Large-Scale Meteorological Conditions to Floods in Mesoscale Catchments,* 2005, ISBN 3-933761-40-9

138 Qin, Minghao: *Wirklichkeitsnahe und recheneffiziente Ermittlung von Temperatur und Spannungen bei großen RCC-Staumauern*, 2005, ISBN 3-933761-41-7

139 Kobayashi, Kenichiro: *Optimization Methods for Multiphase Systems in the Subsurface - Application to Methane Migration in Coal Mining Areas*, 2005, ISBN 3-933761-42-5

140 Rahman, Md. Arifur: *Experimental Investigations on Transverse Dispersive Mixing in Heterogeneous Porous Media,* 2005, ISBN 3-933761-43-3

141 Schrenk, Volker: *Ökobilanzen zur Bewertung von Altlastensanierungsmaßnahmen,* 2005, ISBN 3-933761-44-1

142 Hundecha, Hirpa Yeshewatesfa: *Regionalization of Parameters of a Conceptual Rainfall-Runoff Model*, 2005, ISBN: 3-933761-45-X

143 Wege, Ralf: *Untersuchungs- und Überwachungsmethoden für die Beurteilung natürlicher Selbstreinigungsprozesse im Grundwasser,* 2005, ISBN 3-933761-46-8

144 Breiting, Thomas: *Techniken und Methoden der Hydroinformatik - Modellierung von komplexen Hydrosystemen im Untergrund*, 2006, 3-933761-47-6

145 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Müller, Martin: *Ressource Untergrund: 10 Jahre VEGAS: Forschung und Technologieentwicklung zum Schutz von Grundwasser und Boden,* Tagungsband zur Veranstaltung am 28. und 29. September 2005 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2005, ISBN 3-933761-48-4

146 Rojanschi, Vlad: *Abflusskonzentration in mesoskaligen Einzugsgebieten unter Berücksichtigung des Sickerraumes,* 2006, ISBN 3-933761-49-2

147 Winkler, Nina Simone: *Optimierung der Steuerung von Hochwasserrückhaltebecken-systemen,* 2006, ISBN 3-933761-50-6

148 Wolf, Jens: *Räumlich differenzierte Modellierung der Grundwasserströmung alluvialer Aquifere für mesoskalige Einzugsgebiete*, 2006, ISBN: 3-933761-51-4

149 Kohler, Beate: *Externe Effekte der Laufwasserkraftnutzung*, 2006, ISBN 3-933761-52-2

150 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Stuhrmann, Matthias: *VEGAS-Statuskolloquium 2006,* Tagungsband zur Veranstaltung am 28. September 2006 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2006, ISBN 3-933761-53-0

151 Niessner, Jennifer: *Multi-Scale Modeling of Multi-Phase - Multi-Component Processes in Heterogeneous Porous Media*, 2006, ISBN 3-933761-54-9

152 Fischer, Markus: *Beanspruchung eingeerdeter Rohrleitungen infolge Austrocknung bindiger Böden,* 2006, ISBN 3-933761-55-7

153 Schneck, Alexander: *Optimierung der Grundwasserbewirtschaftung unter Berücksichtigung der Belange der Wasserversorgung, der Landwirtschaft und des Naturschutzes*, 2006, ISBN 3-933761-56-5

154 Das, Tapash: *The Impact of Spatial Variability of Precipitation on the Predictive Uncertainty of Hydrological Models,* 2006, ISBN 3-933761-57-3

155 Bielinski, Andreas: *Numerical Simulation of CO_2 sequestration in geological formations*, 2007, ISBN 3-933761-58-1

156 Mödinger, Jens: *Entwicklung eines Bewertungs- und Entscheidungsunterstützungssystems für eine nachhaltige regionale Grundwasserbewirtschaftung*, 2006, ISBN 3-933761-60-3

157 Manthey, Sabine: *Two-phase flow processes with dynamic effects in porous media - parameter estimation and simulation,* 2007, ISBN 3-933761-61-1

158 Pozos Estrada, Oscar: *Investigation on the Effects of Entrained Air in Pipelines,* 2007, ISBN 3-933761-62-X

159 Ochs, Steffen Oliver: *Steam injection into saturated porous media – process analysis including experimental and numerical investigations*, 2007, ISBN 3-933761-63-8

160 Marx, Andreas: *Einsatz gekoppelter Modelle und Wetterradar zur Abschätzung von Niederschlagsintensitäten und zur Abflussvorhersage, 2007,* ISBN 3-933761-64-6

161 Hartmann, Gabriele Maria: *Investigation of Evapotranspiration Concepts in Hydrological Modelling for Climate Change Impact Assessment*, 2007, ISBN 3-933761-65-4

162 Kebede Gurmessa, Tesfaye: *Numerical Investigation on Flow and Transport Characteristics to Improve Long-Term Simulation of Reservoir Sedimentation*, 2007, ISBN 3-933761-66-2

163 Trifković, Aleksandar: *Multi-objective and Risk-based Modelling Methodology for Planning, Design and Operation of Water Supply Systems*, 2007, ISBN 3-933761-67-0

164 Götzinger, Jens: *Distributed Conceptual Hydrological Modelling - Simulation of Climate, Land Use Change Impact and Uncertainty Analysis*, 2007, ISBN 3-933761-68-9

165 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Stuhrmann, Matthias: *VEGAS – Kolloquium 2007,* Tagungsband zur Veranstaltung am 26. September 2007 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2007, ISBN 3-933761-69-7

166 Freeman, Beau: *Modernization Criteria Assessment for Water Resources Planning; Klamath Irrigation Project, U.S.*, 2008, ISBN 3-933761-70-0

167 Dreher, Thomas: *Selektive Sedimentation von Feinstschwebstoffen in Wechselwirkung mit wandnahen turbulenten Strömungsbedingungen*, 2008, ISBN 3-933761-71-9

168 Yang, Wei: *Discrete-Continuous Downscaling Model for Generating Daily Precipitation Time Series*, 2008, ISBN 3-933761-72-7

169 Kopecki, Ianina: *Calculational Approach to FST-Hemispheres for Multiparametrical Benthos Habitat Modelling,* 2008*,* ISBN 3-933761-73-5

170 Brommundt, Jürgen: *Stochastische Generierung räumlich zusammenhängender Niederschlagszeitreihen*, 2008, ISBN 3-933761-74-3

171 Papafotiou, *Alexandros: Numerical Investigations of the Role of Hysteresis in Heterogeneous Two-Phase Flow Systems*, 2008, ISBN 3-933761-75-1

172 He, Yi: *Application of a Non-Parametric Classification Scheme to Catchment Hydrology*, 2008, ISBN 978-3-933761-76-7

173 Wagner, Sven: *Water Balance in a Poorly Gauged Basin in West Africa Using Atmospheric Modelling and Remote Sensing Information*, 2008, ISBN 978-3-933761-77-4

174 Hrsg.: Braun, Jürgen; Koschitzky, Hans-Peter; Stuhrmann, Matthias; Schrenk, Volker: *VEGAS-Kolloquium 2008 Ressource Fläche III*, Tagungsband zur Veranstaltung am 01. Oktober 2008 an der Universität Stuttgart, Campus Stuttgart-Vaihingen, 2008, ISBN 978-3-933761-78-1

175 Patil, Sachin: *Regionalization of an Event Based Nash Cascade Model for Flood Predictions in Ungauged Basins*, 2008, ISBN 978-3-933761-79-8

176 Assteerawatt, Anongnart: *Flow and Transport Modelling of Fractured Aquifers based on a Geostatistical Approach,* 2008, ISBN 978-3-933761-80-4

177 Karnahl, Joachim Alexander: *2D numerische Modellierung von multifraktionalem Schwebstoff- und Schadstofftransport in Flüssen*, 2008, ISBN 978-3-933761-81-1

178 Hiester, Uwe: *Technologieentwicklung zur In-situ-Sanierung der ungesättigten Bodenzone mit festen Wärmequellen,* 2009, ISBN 978-3-933761-82-8

179 Laux, Patrick: *Statistical Modeling of Precipitation for Agricultural Planning in the Volta Basin of West Africa,* 2009, ISBN 978-3-933761-83-5

180 Ehsan, Saqib: *Evaluation of Life Safety Risks Related to Severe Flooding,* 2009, ISBN 978-3-933761-84-2

181 Prohaska, Sandra: *Development and Application of a 1D Multi-Strip Fine Sediment Transport Model for Regulated Rivers,* 2009, ISBN 978-3-933761-85-9

182 Kopp, Andreas: *Evaluation of CO_2 Injection Processes in Geological Formations for Site Screening,* 2009, ISBN 978-3-933761-86-6

183 Ebigbo, Anozie: *Modelling of biofilm growth and its influence on CO_2 and water (two-phase) flow in porous media,* 2009, ISBN 978-3-933761-87-3

184 Freiboth, Sandra: *A phenomenological model for the numerical simulation of multiphase multicomponent processes considering structural alterations of porous media*, 2009, ISBN 978-3-933761-88-0

185 Zöllner, Frank: *Implementierung und Anwendung netzfreier Methoden im Konstruktiven Wasserbau und in der Hydromechanik*, 2009, ISBN 978-3-933761-89-7

186 Vasin, Milos: *Influence of the soil structure and property contrast on flow and transport in the unsaturated zone*, 2010, ISBN 978-3-933761-90-3

187 Li, Jing: *Application of Copulas as a New Geostatistical Tool*, 2010, ISBN 978-3-933761-91-0

188 AghaKouchak, Amir: *Simulation of Remotely Sensed Rainfall Fields Using Copulas*, 2010, ISBN 978-3-933761-92-7

189 Thapa, Pawan Kumar: *Physically-based spatially distributed rainfall runoff modelling for soil erosion estimation*, 2010, ISBN 978-3-933761-93-4

190 Wurms, Sven: *Numerische Modellierung der Sedimentationsprozesse in Retentionsanlagen zur Steuerung von Stoffströmen bei extremen Hochwasserabflussereignissen*, 2010, ISBN 978-3-933761-94-1

191 Merkel, Uwe: *Unsicherheitsanalyse hydraulischer Einwirkungen auf Hochwasserschutzdeiche und Steigerung der Leistungsfähigkeit durch adaptive Strömungsmodellierung*, 2010, ISBN 978-3-933761-95-8

192 Fritz, Jochen: *A Decoupled Model for Compositional Non-Isothermal Multiphase Flow in Porous Media and Multiphysics Approaches for Two-Phase Flow*, 2010, ISBN 978-3-933761-96-5

193 Weber, Karolin (Hrsg.): *12. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten*, 2010, ISBN 978-3-933761-97-2

Die Mitteilungshefte ab der Nr. 134 (Jg. 2005) stehen als pdf-Datei über die Homepage des Instituts: www.iws.uni-stuttgart.de zur Verfügung.